



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RÍGIDAS PARA SECCIONES TUBULARES”

Proyecto de graduación previo a la
obtención del título de Ingeniero Civil.

Director:

Ing. Juan Carrión Monsalve, Ph.D.

Autores:

María Belén Arízaga Pino

Sergio Gustavo Ortiz Coka

Cuenca – Ecuador
2014

RESUMEN

La mayoría de problemas que se presentan en las estructuras de acero se manifiestan generalmente debido a uniones mal proyectadas o mal ejecutadas. Un diseño apropiado de las uniones trasciende considerablemente en el costo del material, reduciendo las dimensiones de los componentes estructurales, y por lo tanto el coste total de la estructura.

La construcción sismorresistente de marcos a momento, utilizando columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón, posee una gran variedad de ventajas, tanto en el campo estructural, arquitectónico, y económico. Actualmente, el uso de éste tipo de construcción en la ciudad de Cuenca y en el Ecuador, se ha incrementado en forma sustancial. He aquí la necesidad de realizar un estudio técnico según códigos extranjeros y publicaciones científicas actualizadas que permitan una metodología más certera de cálculo aplicado a las solicitaciones sismorresistentes de nuestro país.

Dado que el Ecuador es un país propenso a movimientos telúricos, la presente investigación propone el análisis y diseño sismorresistente de conexiones rígidas de tipo viga-columna y columna a cimentación. Se presenta una recopilación teórica de uniones y el diseño empírico de conexiones conjuntamente con un estudio práctico mediante modelaciones por análisis de elementos finitos en un programa computacional, aplicado a cuatro tipos de conexiones a momento: a) conexión viga tubular - columna tubular compuesta con diafragma externo, b) conexión viga I - columna tubular compuesta con diafragma externo, c) conexión columna tubular compuesta a cimentación con placa base empernada y d) conexión columna tubular compuesta a cimentación con placa base rigidizada empernada.

Palabras clave: Diseño sismorresistente, marcos a momento, conexión rígida, acero, secciones tubulares, columna tubular compuesta.

ABSTRACT

Most of the problems encountered in steel structures are usually manifested due to poorly designed or poorly executed unions. Proper design of the joints has considerable implications in the cost of materials, reducing the dimensions of the structural components, and therefore the total cost of the structure.

The construction of earthquake resistant buildings based on moment frames, using hollow section columns filled with concrete and/or tubular beams, has many advantages, both in structural, architectural, and economic fields. Currently, the use of this type of construction in Cuenca city and in Equator, has increased substantially. Here there is a need for a technical study of the foreign codes and scientific publications that will allow for a more accurate calculation methodology that can be applied to earthquake resistant solicitations of our country.

Since Ecuador is a country prone to earthquakes, this research proposes the analysis and the earthquake resistant design of beam-column moment connections and column to footings. This research presents a theoretical compilation of joints and the empirical design of connections, together with the simulation by finite element analysis in a computer program, applied to four types of moment connections: a) tubular-beam to composite tubular column connection with external diaphragm, b) I-beam to composite tubular column with external diaphragm, c) composite tubular column to foundation connection with bolted base plate d) composite tubular column to foundation connection with stiffened bolted base plate.

Keywords: seismic design, moment frames, moment connection, steel, tubular sections, composite tubular column.

Contenido

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
CONTENIDO	4
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE TABLAS	9
NOTACIÓN	10
GENERALES	10
ACRÓNIMOS	13
AGRADECIMIENTOS	18
1. INTRODUCCIÓN	19
1.1 ANTECEDENTES	19
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 <i>Objetivo general</i>	23
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	23
1.3 JUSTIFICACIÓN	24
1.4 METODOLOGÍA DE TESIS	25
2. MARCO TEÓRICO	27
2.1 GENERALIDADES	27
2.1.1 <i>Uniones</i>	27
2.1.2 <i>Diferencia entre conexión y unión</i>	28
2.1.3 <i>Clasificación de las uniones</i>	30
2.1.4 <i>Uniones viga-columna</i>	32
2.1.5 <i>Uniones columna a cimentación</i>	37
2.1.6 <i>Comportamiento de conexiones</i>	39
2.1.7 <i>Modelización de las uniones</i>	42
2.1.8 <i>Fundamentos del método de elementos finitos</i>	44
2.2 REQUISITOS ESPECIALES PARA CARGA SÍSMICA	47
2.2.1 <i>Materiales</i>	48
2.2.2 <i>Pórticos especiales a momento</i>	50
2.2.3 <i>Conexiones a momento viga – columna</i>	52
2.2.4 <i>Zonas de panel en conexiones viga-columna</i>	54
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES	57
3.1 CONEXIONES RÍGIDAS VIGA – COLUMNA	57
3.1.1 <i>Conexiones existentes</i>	57
3.1.2 <i>Metodología de diseño de conexión con diafragma externo</i>	64
3.1.3 <i>Diseño de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. Conexión 1.</i>	70
3.1.4 <i>Diseño de conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. Conexión 2.</i>	76
3.2 CONEXIONES RÍGIDAS COLUMNA A CIMENTACIÓN	81
3.2.1 <i>Conexiones existentes</i>	81

3.2.2	<i>Teoría de las Líneas de fluencia</i>	87
3.2.3	<i>Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base empernada (grandes excentricidades)</i>	93
3.2.4	<i>Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base rigidizada empernada (grande excentricidades)</i>	97
3.2.5	<i>Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada. Conexión 3.</i>	105
3.2.6	<i>Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base rigidizada empernada. Conexión 4.</i>	110
4.	MODELACIÓN DE CONEXIONES POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	118
4.1	CONSIDERACIONES GENERALES	118
4.2	MODELACIÓN DE CONEXIÓN VIGA TUBULAR – COLUMNA TUBULAR RECTANGULAR COMPUESTA, CON DIAFRAGMA EXTERNO (CONEXIÓN 1)	120
4.2.1	<i>Propiedades de los elementos</i>	120
4.2.2	<i>Restricciones y aplicación de desplazamientos</i>	122
4.2.3	<i>Resultados</i>	124
4.3	MODELACIÓN DE CONEXIÓN VIGA I – COLUMNA TUBULAR RECTANGULAR COMPUESTA, CON DIAFRAGMA EXTERNO (CONEXIÓN 2)	130
4.3.1	<i>Propiedades de los elementos</i>	130
4.3.2	<i>Restricciones y Aplicación de desplazamientos</i>	132
4.3.3	<i>Resultados</i>	133
4.4	MODELACIÓN DE CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR RECTANGULAR COMPUESTA A CIMENTACIÓN, CON PLACA BASE EMPERNADA (CONEXIÓN 3)	139
4.4.1	<i>Propiedades de los elementos</i>	139
4.4.2	<i>Restricciones y aplicación de fuerza y desplazamiento</i>	141
4.4.3	<i>Resultados</i>	143
4.5	MODELACIÓN DE CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR RECTANGULAR COMPUESTA A CIMENTACIÓN, CON PLACA BASE RIGIDIZADA EMPERNADA (CONEXIÓN 4)	149
4.5.1	<i>Propiedades de los elementos</i>	149
4.5.2	<i>Restricciones y aplicación de fuerza y desplazamiento</i>	151
4.5.3	<i>Resultados</i>	152
5.	CONCLUSIONES	157
5.1	TRABAJO REALIZADO	157
5.2	CONCLUSIONES	158
5.3	APORTACIONES ORIGINALES	161
5.4	RECOMENDACIONES	162
6.	APÉNDICE	163
6.1	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA CON PLACA TERMINAL	163
6.2	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA ATORNILLADA CON DIAFRAGMA PASANTE	181
6.3	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR COMPUESTA A PLACA BASE PARA EXCENTRICIDADES PEQUEÑAS A MODERADAS	186
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	188
	BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	192

Lista de Figuras

Figura 2.1 Configuraciones de uniones [7]	29
Figura 2.2 Uniones y conexiones [8].....	29
Figura 2.3 Ejemplos de conexiones simples. a) Conexión simple con ángulo en el alma. b) Conexión simple en asiento. c) Conexión simple con ángulo en el alma. d) Conexión simple con una sola placa o placa de cortante. [32]	33
Figura 2.4a Ejemplos de conexiones semirrígidas [32].....	34
Figura 2.5 Ejemplos de conexiones resistentes a momento. [32]	36
Figura 2.6 Geometría típica de una placa base [12]	37
Figura 2.7 Conexión de la base de una columna de acero [12]	38
Figura 2.8 Casos de diseño de placas base para columnas de acero [12]	39
Figura 2.9 Comportamiento real de una unión viga-columna. (a) modelo ideal; (b) nudo real; (c) giro relativo viga-columna; (d) curva momento-rotación. [9]	40
Figura 2.10 Modelización simplificada de uniones según EC3. [8]	44
Figura 2.11 Esquema de discretización [14]	45
Figura 2.12 Ejemplo de modelación de conexión viga-columna por MEF. [33]	46
Figura 2.13 Relación desplazamiento vs carga de la estructura elástica e inelástica bajo cargas impulsivas. [15]	47
Figura 2.14 Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM. [34].....	50
Figura 2.15 Ejemplo de unión viga-columna bajo cargas horizontales. [15]	52
Figura 2.16 Fuerzas internas actuando en la zona del panel de un PEM sujeto a carga axial. [34]	55
Figura 3.1 Conexiones viga-columna [17].....	58
Figura 3.2. Detalles convencionales de conexión viga –columna CFT de acero [18].....	59
Figura 3.3 Detalles recientemente desarrollados de conexión de acero viga-columna cuadrada. [18]	60
Figura 3.4 Detalles recientemente desarrollados de conexión de acero viga-columna circular. [18]	62
Figura 3.5 Ecuaciones de resistencia última para uniones con diafragmas externos a columnas circulares rellenas de hormigón. [15].....	65
Figura 3.6 Ecuaciones de resistencia última para uniones con diafragmas externos y pasantes a columnas cuadradas rellenas de hormigón [15].....	66
Figura 3.7 Esfuerzos en el panel de hormigón [15]	69
Figura 3.8 Panel del alma de la columna enmarcado por alas y rigidizadores [15].....	69
Figura 3.9 Recomendaciones de AII de soldadura para uniones viga-columna con diafragmas externos [15]	70
Figura 3.10 Diagrama de interacción de la columna. Conexión 1.	72
Figura 3.11 Vista frontal de la conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en mm).....	73
Figura 3.12 Vista en planta de la conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en mm)	73
Figura 3.13 Diagrama de interacción de la columna. Conexión 2.	77
Figura 3.14 Vista frontal de la conexión viga I-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en mm)	78
Figura 3.15 Vista en planta de la conexión viga I-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en mm)	78
Figura 3.16 Brazo de Apoyo para columnas de carga ligera. [16]	81
Figura 3.17 Columna con refuerzo [16]	82
Figura 3.18 Entramado de cimentación [16]	83
Figura 3.19b y c Análisis elástico para Momento Máximo con Carga Axial [16]	86

Figura 3.20 Patrones comunes de línea de fluencia [30]	89
Figura 3.21 Bases para el cálculo del trabajo externo para varios tipos de cargas. [30]	91
Figura 3.22 Distribución del esfuerzo de apoyo	95
Figura 3.23 Área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje. [31]	97
Figura 3.24 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida. Conexión 4.	98
Figura 3.25 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida. Conexión 4.	99
Figura 3.26 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados bajo una carga puntual. Conexión 4.	101
Figura 3.27 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados bajo una carga puntual. Conexión 4.	102
Figura 3.28 Cálculo de los rigidizadores [35]	103
Figura 3.29 Superficie de influencia del rigidizador [35]	104
Figura 3.30 Diagrama de Interacción de la columna. Conexión 3.	107
Figura 3.31 Vista frontal conexión columna tubular rectangular compuesta	108
Figura 3.32 Vista en planta conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada. Conexión 3. (Dimensiones en mm)	108
Figura 3.33 Diagrama de Interacción de la columna. Conexión 4.	113
Figura 3.34 Vista frontal conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada y rigidizada. Conexión 4.	113
Figura 3.35 Vista en planta conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada y rigidizada. Conexión 4.	114
Figura 4.1 Modelación de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo. Conexión 1.	120
Figura 4.2 Propiedades de los elementos de la conexión 1	121
Figura 4.3 Tabla esfuerzo –deformación del acero	122
Figura 4.4 Esquema de condiciones de apoyo y desplazamiento. Conexión 1 y 2	122
Figura 4.5 Restricción en el eje z y aplicación de desplazamiento en x en la cara superior de la columna. Conexión 1 y 2.	123
Figura 4.6 Restricción en el eje z aplicado en la caras de las vigas. Conexión 1.	123
Figura 4.7 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 1.	124
Figura 4.8 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	125
Figura 4.9 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	125
Figura 4.10 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	126
Figura 4.11 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	126
Figura 4.12 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 1.	127
Figura 4.13 Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 1.	128
Figura 4.14 Modelación de conexión viga I– columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo. Conexión 2.	130
Figura 4.15 Propiedades de los elementos de la conexión 2	132
Figura 4.16 Restricción en el eje z aplicado en las caras de las vigas. Conexión 2.	132
Figura 4.17 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 2.	133
Figura 4.18 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	134
Figura 4.19 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	134
Figura 4.20 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	135
Figura 4.21 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	135
Figura 4.22 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 2.	136
Figura 4.23 Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 2.	137

Figura 4.24 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base emperrada. Conexión 3.	139
Figura 4.25. Propiedades de los elementos de la conexión 3.	140
Figura 4.26 Esquema de condiciones de apoyo y acciones ejercidas sobre la columna. Conexión 3 y 4.	141
Figura 4.27 Restricción en el eje z y aplicación de desplazamiento en x en la cara superior de la columna. Conexión 3 y 4.	141
Figura 4.28 Restricción en el eje x y y de la placa base. Conexión 3 y 4.	142
Figura 4.29 Representación del comportamiento del concreto de cimentación. Conexión 3.	142
Figura 4.30 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 3.	143
Figura 4.31 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	144
Figura 4.32 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	144
Figura 4.33 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	145
Figura 4.34 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	145
Figura 4.35 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 3.	146
Figura 4.36 Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 3.	147
Figura 4.37 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base rigidizada emperrada. Conexión 4.	149
Figura 4.38 Propiedades de los elementos de la conexión 4.	150
Figura 4.39 Representación del comportamiento del concreto de cimentación. Conexión 4.	151
Figura 4.40 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 4.	152
Figura 4.41 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.	153
Figura 4.42 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 4.	154
Figura 4.43 Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 4.	155
Figura 6.1 Conexiones Placa Terminal Extendida [19].....	163
Figura 6.2 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con cuatro pernos y sin rigidizadores 4E [19]	166
Figura 6.3 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con cuatro pernos y rigidizadores 4ES [19]	166
Figura 6.4 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con ocho pernos y rigidizadores 8ES [19]	167
Figura 6.5 Ubicación de la rótula plástica [19]	168
Figura 6.6 Cálculo del momento de diseño de la conexión [19]	168
Figura 6.7 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Cuatro Pernos sin Rigidizar. [19]	176
Figura 6.8 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Cuatro Pernos y Rigidizadores. [19]	177
Figura 6.9 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Ocho Pernos y Rigidizadores. [19]	178
Figura 6.10 Resumen de la Resistencia del Ala de la Columna para Placa Terminal con Cuatro Pernos. [19]	179
Figura 6.11 Resumen de la Resistencia del Ala de la Columna para Placa Terminal con Ocho Pernos y Rigidizadores. [19]	180
Figura 6.12 Uniones atornilladas con diafragmas pasantes [15].....	181
Figura 6.13 Ejemplo de diseño y modos de fallo supuestos para un empalme de viga con ménsula corta [15]	182
Figura 6.14 Pequeña Excentricidad-Apoyo en toda la Placa [16]	186

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Modelización de acuerdo a las uniones [8]	43
Tabla 2.2 Modelos de unión y métodos de análisis estructural [8]	43
Tabla 2.3 Valores de factores de fluencia probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr 50 y A588 Gr 50. [34]	50
Tabla 3.1 Propiedades de la viga. Conexión 1	71
Tabla 3.2 Propiedades de la columna. Conexión 1.	71
Tabla 3.3 Propiedades del diafragma. Conexión 1.	71
Tabla 3.4 Flexión en la cara de la columna. Conexión 1.	74
Tabla 3.5 Cortante en el alma de la viga. Conexión 1.	74
Tabla 3.6 Soldadura en el ala de la viga. Conexión 1.	75
Tabla 3.7 Cortante en el panel de la columna. Conexión 1.	75
Tabla 3.8 Propiedades de la viga. Conexión 2	76
Tabla 3.9 Propiedades de la columna. Conexión 2.	76
Tabla 3.10 Propiedades del diafragma. Conexión 2.	77
Tabla 3.11 Flexión en la cara de la columna. Conexión 2	79
Tabla 3.12 Cortante en el alma de la viga. Conexión 2.	79
Tabla 3.13 Soldadura en el ala de la viga. Conexión 2.	80
Tabla 3.14 Cortante en el panel de la columna. Conexión 2.	80
Tabla 3.15 Propiedades de la columna. Conexión 3.	105
Tabla 3.16 Propiedades de la placa base. Conexión 3.	106
Tabla 3.17 Propiedades de la base de hormigón. Conexión 3.	106
Tabla 3.18 Propiedades de los pernos. Conexión 3.	106
Tabla 3.19 Esfuerzo sobre la placa base. Conexión 3.	109
Tabla 3.20 Flexión sobre la placa base. Conexión 3.	109
Tabla 3.21 Soldadura en la columna. Conexión 3.	110
Tabla 3.22 Cortante y tracción en los pernos. Conexión 3.	110
Tabla 3.23 Propiedades de la columna. Conexión 4.	111
Tabla 3.24 Propiedades de la placa base. Conexión 4.	111
Tabla 3.25 Propiedades del bloque de hormigón. Conexión 4.	111
Tabla 3.26 Propiedades de rigidizador. Conexión 4.	112
Tabla 3.27 Propiedades de los pernos. Conexión 4.	112
Tabla 3.28 Esfuerzo sobre la placa base. Conexión 4.	114
Tabla 3.29 Flexión por hormigón. Conexión 4.	115
Tabla 3.30 Flexión por el perno. Conexión 4.	115
Tabla 3.31 Soldadura en la columna. Conexión 4.	116
Tabla 3.32 Cortante y tracción en los pernos. Conexión 4.	116
Tabla 3.33 Esfuerzo en los rigidizadores. Conexión 4.	117

Notación

Generales

A	Longitud de la distribución elástica del esfuerzo de apoyo
A'	Distancia entre el perno de anclaje y el centro de la columna
A_{cp}	Área transversal del panel de hormigón
A_{cw}	Área transversal del panel de la columna
A_p	Área del perno
B	Ancho de la placa base
b_{bf}	Ancho de ala de la viga
b_c	Ancho de la columna
β	Relación entre el canto y la altura del panel de hormigón
C_E	Coefficiente de escuadra
C_{pr}	Factor de mayoración que considera efectos de endurecimiento por deformación, esfuerzo adicional y otras condiciones de la conexión.
e	Excentricidad
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón
f_m	Esfuerzo medio resistido por la placa base
f_p	Resistencia mayorada a compresión del hormigón
f_u	Resistencia última a la tracción del acero
f_{up}	Resistencia última a la tracción del perno
f_y	Límite elástico del acero
h_b	Peralte de la viga
h_c	Altura del rigidizador
h_{cw}	Peralte de la columna
h_{ef}	Profundidad de anclaje
L	Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión del momento de la viga

L_c	Ancho del rigidizador
L_{nervio}	Distancia entre el extremo del diafragma y la cara de la columna
$L_{columna}$	Longitud entre ejes de la columna
M	Momento soportado por la columna, producto de la combinación de cargas
M_{bfu}	Momento último soportado por las soldaduras de conexión entre las alas de la viga y los diafragmas
M_{bwu}	Momento último soportado por las soldaduras del alma
M_{cf}	Momento en la cara de la columna
$M_{jcf} *$	Resistencia última a la flexión de la unión en la cara de la columna
M_p	Momento de agotamiento de la sección crítica del rigidizador
M_{pl}	Momento resistente plástico de la viga
M_{plu}	Momento flector por unidad sobre la placa base.
M_t	Momento flector producido por los pernos
N'	Distancia entre el perno de anclaje y el extremo opuesto de la placa base
n	Número de pernos en la cara de la columna
n'	Número total de pernos en la placa
P	Carga axial sobre la columna
$P_{b,f} *$	Carga axial en el ala traccionada
$R_c *$	Resultante de tensiones de compresión que debe recibir el rigidizador
R_y	Relación entre la resistencia última a la tracción y el límite elástico del material
T	Fuerza de tracción resistida por los pernos
$T_c *$	Componente horizontal de la resultante sobre el rigidizador
T_i	Tracción actuante en un solo perno
t_{bf}	Espesor del ala de la viga
t_{bw}	Espesor del alma de la viga
t_{cw}	Espesor de la pared de la columna
t_d	Espesor del diafragma
t_p	Espesor de la placa base

t_r	Espesor del rigidizador
V_{bfs}	Cortante producido en el ala de la viga
V_{bws}	Cortante producido en la cara de la columna
V_{cw}	Cortante producido en el panel del alma de la columna
$V_{cw} *$	Resistencia a cortante del panel del alma de la columna
V_g	Cortante producido por la combinación de cargas
V_p	Solicitación a cortante en la base de la columna
Z_{bx}	Módulo resistente plástico de la viga
Z_{plbwn}	Módulo resistente plástico del área neta del alma de la viga
ϕ	Diámetro del perno

Acrónimos

ACI	American Concrete Institute
AIJ	Architectural Institute of Japan
AISC	American Institute of Steel Construction
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATC	Applied Technology Council
CUREE:	Consortium of Universities for Reserach in Earthquake Engineering)
CFT	Colum filled tubular
EC3	Eurocódigo 3
FEMA	Federal Emergency Managment Agency
LRFD	Load Resistance Factor Design
MEF	Método de elementos finitos
NEC	Norma ecuatoriana de la construcción
PEM	Pórticos resistentes a momento
RHS	Rectangular hollow sections
SAC	SEAOC, ATC y CUREE.
SEAOC	Structural Engineers Association of California



Yo, MARÍA BELÉN ARÍZAGA PINO, autora de la tesis “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RÍGIDAS PARA SECCIONES TUBULARES”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 Literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicara afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, junio del 2014

MARÍA BELÉN ARÍZAGA PINO
CI. 010490651-6



Yo, SERGIO GUSTAVO ORTIZ COKA, autor de la tesis “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RÍGIDAS PARA SECCIONES TUBULARES”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 Literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicara afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, junio del 2014

SERGIO GUSTAVO ORTIZ COKA
CI. 010479783-2



Yo, MARÍA BELÉN ARÍZAGA PINO, autora de la tesis “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RIGIDAS PARA SECCIONES TUBULARES”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son exclusiva responsabilidad de sus autores.

Cuenca, junio del 2014

MARÍA BELÉN ARÍZAGA PINO
CI. 0104906516



Yo, SERGIO GUSTAVO ORTIZ COKA, autor de la tesis “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RÍGIDAS PARA SECCIONES TUBULARES”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son exclusiva responsabilidad de sus autores.

Cuenca, junio del 2014

SERGIO GUSTAVO ORTIZ COKA
CI. 010479783-2

Agradecimientos

Expresamos nuestra más sincera gratitud a todas las personas que colaboraron e hicieron posible la realización de ésta investigación, primeramente agradecemos a nuestro director de tesis, Ing. Juan Carrión Monsalve por compartir su conocimiento, tiempo y esfuerzo en beneficio de este trabajo.

A los profesores de la facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, que durante nuestra educación nos formaron como buenos profesionales en esta noble carrera.

Y de manera especial agradecemos a nuestros familiares y seres queridos que siempre estuvieron presentes brindándonos su apoyo incondicional y sus buenos deseos.

1. Introducción

1.1 Antecedentes

Los sismos son desastres naturales que frecuentemente afectan a varias regiones de Latinoamérica, debido al Cinturón de Fuego del Pacífico situado en las costas del Océano Pacífico, ocasionando una intensa actividad sísmica y volcánica; produciendo pérdidas humanas, daños en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por ello que la reducción del riesgo sísmico, y en particular de la vulnerabilidad de las construcciones, constituye una tarea de gran importancia social. Si bien esta labor debe desarrollarse en un contexto interdisciplinario, es obvio que el rol del ingeniero estructural es predominante, ya que tiene a su cargo el diseño, cálculo y supervisión del componente estructural de las construcciones.

La ingeniería estructural sismorresistente es una disciplina relativamente nueva y resulta difícil mencionar con precisión cuando y donde se originó, indudablemente surgió como una necesidad indispensable para controlar el efecto de los sismos. Los terremotos de San Francisco, EEUU, en 1906 y de Messina, Italia en 1908, pueden considerarse como dos hechos relevantes que mostraron la vulnerabilidad de los centros urbanos ubicados en zonas sísmicas y originaron un cambio significativo en los criterios del cálculo estructural.

Como resultado de lo anterior, y teniendo en cuenta las observaciones realizadas, se propuso representar al efecto sísmico con una fuerza estática horizontal, cuyo valor se estimaba como el 10% del peso total de la estructura. Para de esta manera representar de forma simplificada, la naturaleza dinámica del sismo y los efectos inerciales producidos por la vibración sísmica sobre la masa de la estructura. Posteriormente, gracias a la experiencia obtenida tras la ocurrencia de terremotos, la investigación analítica y experimental y el desarrollo de reglamentos de diseño sismorresistente han contribuido para un avance continuo y significativo durante los últimos 100 años.

Antes de 1988, en general, no se disponía de especificaciones reglamentarias para el adecuado detalle de estructuras sismorresistentes de acero (Bruneau et al., 1998) [1]. Sin embargo, gracias a los estudios realizados, actualmente se cuenta con especificaciones que se consideran seguras y confiables para la construcción.

Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (Magnitud Richter 6.8) y de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe), Japón en 1995 (Magnitud Richter 7.2) que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, produjeron daños severos en las construcciones de acero (Bertero et al., 1994; Tremblay et al., 1996). [2], [3].

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y placas. Como resultado de los daños observados en el terremoto de Northridge, se implementó en USA el programa SAC (SEAOC: Structural Engineers Association of California, ATC: Applied Technology Council y CUREE: Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) que comprendió tres ámbitos: (i) El estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge, (ii) el análisis de las fallas y sus causas, y (iii) el desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones. [4]. Actualmente se dispone de valiosa información al respecto publicada por la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Esta información ha sido incorporada en las especificaciones AISC 2010 y en recomendaciones o guías de diseño (Miller, 2006) [5].

Gracias a investigaciones analíticas y empíricas, como resultado del proyecto SAC, fue posible desarrollar y validar varias soluciones, las cuales consideran dos criterios: (i) en el que se refuerza la conexión por medio de placas o rigidizadores con el objeto de incrementar la capacidad resistente y (ii) en el que se reduce la sección de la viga (por ejemplo, realizando cortes en las alas), y así disminuyendo el momento plástico de la misma.

A lo largo del tiempo se han realizado numerosos estudios, teóricos y experimentales en Japón y Estados Unidos, para determinar la conducta, elástica e inelástica, de las conexiones. En su mayoría consideran conexiones soldadas, conexiones con tornillos de alta resistencia, o con la combinación de ambos. En un comienzo se estudiaron conexiones con carga estática y, posteriormente, bajo demandas cíclicas, para desarrollar métodos de diseño de marcos rígidos de edificaciones en zonas vulnerables a sismos.

Si el diseño es por carga gravitacional, con o sin considerar la carga de viento, las conexiones se dimensionan con los resultados conseguidos del análisis, y sus únicas

propiedades de interés son la resistencia y la rigidez. Mientras que, la mayoría de las estructuras construidas en zonas de alta sismicidad (entre ellas, las formadas por marcos rígidos) suelen diseñarse con fuerzas sísmicas reducidas, porque tienen capacidad para disipar energía, mediante deformaciones inelásticas localizadas, sin provocar reducciones importantes de resistencia, una parte sustancial de la energía que reciben durante los temblores. Por ello, a las propiedades de resistencia y rigidez debe añadirse una tercera, la ductilidad, es decir, la capacidad para permitir deformaciones inelásticas importantes sin mayor pérdida de resistencia.

En los últimos años el diseño sísmico se ha fundamentado en el diseño por capacidad; de acuerdo con esto, se selecciona el mecanismo de falla más adecuado, generalmente con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. El resto de la estructura, incluyendo las conexiones, se dimensiona para que resista, sin sobrepasar el rango elástico, las fuerzas máximas que puede generarse en las articulaciones plásticas, incluyendo efectos de sobre resistencia y endurecimiento por deformación.

Es muy común el diseño mediante marcos rígidos en edificaciones actuales, compuestos por vigas y columnas de eje recto, conectados entre sí en los extremos, mediante conexiones a momento. Su resistencia y rigidez ante fuerzas laterales proceden, especialmente, de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes que se desarrollan en vigas, columnas, y conexiones, es decir, de la propia acción del marco rígido, ya que, debido a la rigidez de las conexiones, el marco no puede desplazarse lateralmente sin evitar que se flexionen los miembros presentes.

Anteriormente, las conexiones de los marcos rígidos se trataban simplemente como el punto de intersección de los elementos que concurren hacia ellas, sin dimensiones, o de rigidez infinita; pero la realidad demuestra que son elementos estructurales deformables de tamaño finito. Las deformaciones de los elementos de unión (placas y ángulos) de patines y alma de la columna, pueden intervenir, significativamente, en el comportamiento bajo carga de la estructura, por lo que la rigidez de la conexión ha de ser suficiente para que no afecte la respuesta del conjunto o, de no ser así, las deformaciones se deben considerar en el análisis.

La respuesta de un marco rígido depende, en gran parte, de sus conexiones. Si no tienen rigidez suficiente, permiten rotaciones elásticas e inelásticas significativas, como ocurre con las uniones semirrígidas. Por lo tanto, los momentos calculados variarán de los reales (aumentarían los momentos positivos por carga vertical en la zona central de las vigas). Si su resistencia es baja, no podrían ser capaces de resistir las acciones internas; y si no poseen la ductilidad apropiada para soportar los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de falla determinado en el diseño, durante rotaciones significativas; disminuiría la resistencia y además la capacidad de absorber la energía del marco.

El empleo de secciones tubulares ha aumentado en la construcción de edificios, debido a que estos perfiles permiten radios de giro considerables y pesos ligeros. En particular, los perfiles tubulares cuadrados y circulares, cuentan además con la ventaja

de tener el mismo radio de giro para los ejes principales, es decir, no poseen eje débil. También tienen apariencia arquitectónica aceptable, por lo cual no requieren necesariamente recubrimientos en interiores y exteriores.

Cabe recalcar la superioridad de los perfiles tubulares sometidos a torsión, compresión y flexión multiaxial frente a los perfiles abiertos, considerando los pesos idénticos por metro, la capacidad específica de los perfiles tubulares como elementos estructurales está calificada para los distintos tipos de carga, debido a su mayor capacidad de resistencia frente a fuerzas de pandeo, consecuentemente un mayor momento de inercia con respecto al eje débil. Bajo flexión biaxial o multiaxial, los perfiles tubulares poseen secciones transversales óptimas, debido a sus valores estáticos relativamente altos con respecto a ambos ejes principales de la sección transversal.

Considerando el pandeo lateral, los perfiles tubulares resultan beneficiosos al someterse a cargas de flexión, debido a que la inestabilidad lateral no es crítica para estos tipos de perfiles, y por lo tanto la tensión de cálculo no se ve reducida.

Gracias a la gran diversidad de dimensiones y espesores de los perfiles tubulares, además de la posibilidad de proveer éstos perfiles para grandes luces; el ingeniero estructural es libre de seleccionar las dimensiones adecuadas más cercanas a su diseño, teniendo en cuenta el plano técnico como el económico.

Desde 1970, extensas investigaciones han comprobado que los sistemas de marcos consistentes en columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas con perfiles I tienen más beneficios que los sistemas de acero y hormigón armado ordinario, y como resultado, este sistema con mucha frecuencia se ha utilizado en la construcción de edificios medianos y altos en Japón. En 1961, Naka, Kato, et al., escribieron el primer documento técnico sobre CFT en Japón. Se debatió acerca de un elemento CFT circular a compresión utilizado en una torre de transmisión de energía. En 1985, cinco contratistas y un fabricante de acero ganaron la propuesta del Ministerio de la Construcción de Japón, para la construcción de las nuevas viviendas urbanas del siglo 21. Desde entonces, estas industrias y el Building Research Institute (BRI), del Ministerio de la Construcción comenzó un proyecto de investigación experimental de cinco años llamado New Urban Housing Project (NUHP), acelerando la investigación de este sistema. Otro proyecto de investigación de cinco años en estructuras de materiales compuestos e híbridos comenzó en 1993 como la quinta fase del Programa de Investigación Cooperativa de Terremotos Estados Unidos y Japón, y la investigación del sistema de columna CFT fue incluido en el programa. Resultados de la investigación obtenidos en este proyecto forman presentes recomendaciones de diseño para el sistema de columna CFT.

En la actualidad se ha empleado perfiles tubulares rellenos de hormigón, ya que además de la contribución del concreto al trabajo mecánico del elemento a compresión, aporta mayor capacidad de carga y rigidez debido a menos deflexiones

y menor peralte, y en algunos casos de confinamiento o atiesamiento contra el pandeo local de la sección de acero.

Es muy común el uso de secciones de columnas compuestas para la construcción de edificios, ya que facilitan la construcción rápida, en una primera etapa, gracias a los perfiles de acero, y en una segunda etapa, permiten confinar las columnas con secciones de concreto reforzado para obtener resistencia, rigidez y ahorro de tiempo de construcción en general.

Además se pueden obtener ahorros considerables dependiendo del diseño y del procedimiento constructivo, partiendo como base que el aligerar las vigas, implica columnas más pequeñas, consecuentemente se reduciría el peso total de la estructura y disminuiría el costo de cimentación; inclusive, las vigas de menor altura disminuirían la altura total del edificio.

Como conclusión, la construcción de edificaciones sismorresistentes en base a marcos a momento, utilizando columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón y/o vigas tubulares, posee una gran variedad de ventajas, tanto en el campo estructural, arquitectónico, y económico; características que son muy valoradas por los ingenieros estructurales actuales. Sin embargo, últimamente, éste tipo de construcción se ha incrementado en forma sustancial, por lo que es necesario más investigación en ésta área.

En base a lo expuesto, se presenta una recopilación teórica conjuntamente con un estudio práctico mediante modelaciones con elementos finitos, que cumple con el diseño sismorresistente aplicado a cuatro tipos de conexiones a momento empleando perfiles tubulares rectangulares para sus elementos estructurales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Desarrollar métodos de análisis y diseño, en base a códigos actuales y métodos existentes de modelación, para dos tipos de conexiones rígidas sismorresistentes: (a) conexión viga-columna, considerando viga I - columna tubular compuesta y viga tubular – columna tubular compuesta, y (b) conexión columna tubular compuesta a cimentación.

1.2.2 Objetivos específicos

- Recopilar información relevante sobre estudios realizados a nivel mundial.
- Describir conexiones existentes con perfiles tubulares.
- Desarrollar metodologías de diseño para conexiones rígidas.
- Diseñar conexiones rígidas seleccionadas.
- Modelar conexiones rígidas tipo viga – columna y columna a base.

1.3 Justificación

No es preciso insistir sobre la importancia que tienen las uniones, por la razón de que es suficiente que falle una de ellas, para producir el fracaso parcial o total de la estructura. Es por esto que resulta imprescindible que el análisis, diseño y construcción de las uniones sea adecuado en el proyecto de una estructura de acero.

El comportamiento de una unión suele ser complejo, además de presentar un alto grado de indeterminación, lo que generalmente hace que un análisis detallado resulte no factible o simplemente antieconómico. De ahí que, las expresiones empleadas para el dimensionamiento de uniones estén basadas en el flujo de fuerzas, consideraciones empíricas y en resultados de ensayos correctamente realizados.

Se conoce que, por su propia naturaleza, toda unión representa una discontinuidad y, por ende, una zona potencialmente riesgosa. Cabe recalcar que la mayoría de los problemas que se presentan en las estructuras de acero se manifiestan generalmente debido a uniones mal proyectadas o mal ejecutadas.

Para realizar el análisis de una estructura es importante definir los tipos de uniones que se emplearán para conectar sus elementos. Lo que implica, definir las respuestas al movimiento (giros y desplazamientos) en los extremos de cada uno de los elementos, con el fin de determinar los valores y los tipos de esfuerzos que se transmitirán entre ellos.

Las normas actuales permiten analizar el comportamiento real de las uniones en base a una curva momento-rotación, y tener en cuenta su efecto tanto en la resistencia de la unión como en el comportamiento global de la estructura. Este tipo de análisis permite descomponer la unión en los diferentes elementos que la componen y evaluar de esta forma la rigidez, la resistencia y la deformabilidad de cada uno de ellos.

El proceso de diseño de una unión requiere un gran conocimiento por parte del diseñador. El método que se emplea tradicionalmente, es el de prueba y error, en el cual se define un diseño inicial cuyo comportamiento es analizado; de los resultados del análisis se deduce, por experiencia o intuición, los cambios que se deben realizar para mejorar el diseño y el proceso finaliza cuando se considera el diseño lo suficientemente bueno. Este método presenta el inconveniente de que el diseño está sujeto a la experiencia del diseñador, muchas veces es necesario realizar ensayos experimentales y modelos matemáticos detallados para verificar el comportamiento de la conexión.

La principal desventaja de utilizar modelos simplificados es que la rigidez rotacional y la resistencia de la unión no corresponden, exactamente con las de la unión real. Una manera de resolver este problema es empleando modelos más específicos de la

unión, en los que exista una relación precisa entre las propiedades de los elementos y la resistencia y rigidez de la unión.

En el Ecuador, como en otros países, el diseño de conexiones con secciones tubulares también se ha llevado a cabo, muchas veces, de una forma intuitiva según la experiencia del diseñador, he aquí la necesidad de realizar un estudio técnico según códigos extranjeros y publicaciones científicas actualizadas que permitan una metodología más certera de cálculo aplicado a las solicitaciones sismorresistentes de nuestro país. Además un diseño más cercano a la realidad brindará mayor seguridad estructural y menores costos de obra en general.

1.4 Metodología de tesis

Se ha considerado pertinente subdividir la presente tesis en los siguientes capítulos:

1. Introducción
2. Marco teórico
3. Análisis y diseño de conexiones
4. Modelación por el método de elementos finitos
5. Conclusiones
6. Apéndice

El primer capítulo presenta una visión general de la tesis, en donde se describen los antecedentes de la ingeniería sismorresistente y las ventajas de la construcción de marcos rígidos con secciones tubulares en nuestro medio, además se indica los objetivos que se pretende lograr y la justificación de la investigación.

El marco teórico expuesto en el capítulo dos abarca las generalidades sobre uniones, en donde se describe lo más relevante sobre uniones, clasificación de las uniones y comportamiento de conexiones. Se indica también los requisitos especiales para carga sísmica y los fundamentos de la modelización de uniones.

El análisis y diseño de conexiones se presenta en el tercer capítulo, en el cual se describen los tipos de conexiones existentes, las metodologías de diseño de conexiones tanto para viga- columna como para columna a cimentación y los ejemplos prácticos de diseño de las conexiones escogidas que se citan a continuación:

- Conexión rígida viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.
- Conexión rígida viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo.

- Conexión rígida columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada.
- Conexión rígida columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base rigidizada empernada.

En el cuarto capítulo se expone la modelación detallada computacional mediante elementos finitos de las conexiones que se indicaron anteriormente, conjuntamente con el análisis de los resultados obtenidos.

En el capítulo cinco se expone el resumen de todo el trabajo realizado, las conclusiones, aportaciones originales y las recomendaciones con respecto a toda la tesis presentada.

Finalmente en el apéndice se presentan tres metodologías de diseño obtenidas de la revisión bibliográfica, estas son:

- Conexión viga-columna con placa terminal
- Conexión viga-columna atornillada con diafragma pasante
- Conexión columna tubular compuesta a placa base para excentricidades pequeñas a moderadas

2. Marco Teórico

2.1 Generalidades

2.1.1 Uniones

Las estructuras de acero están formadas por diferentes tipos de elementos, cada uno de los cuales debe estar adecuadamente unido a los otros elementos estructurales, por lo que se requiere diferentes uniones, entre las cuales las principales son:

- Uniones que se requieren cuando se presenta cambio de dirección, por ejemplo: uniones viga-columna, uniones viga-viga y uniones entre barras que constituyen armaduras o cerchas.
- Uniones que se utilizan para asegurar que la estructura tenga dimensiones apropiadas, para su transporte y montaje adecuados, por ejemplo: las columnas que se empalman cada dos o tres pisos.
- Uniones que tienen lugar cuando se presenta un cambio de componente, lo que se refiere a la unión de la estructura de acero a otras piezas del sistema estructural, como: bases de columnas, uniones a núcleos de hormigón, paredes, losas, cubiertas, etc.

La selección del tipo de sujetador o sujetadores que deben usarse para una estructura específica, implica la consideración de muchos factores entre los cuales cabe mencionar: requisitos de códigos locales de construcción, economía relativa, preferencias del diseñador, disponibilidad de buenos soldadores o remachadores, condiciones de carga (estática o de fatiga), preferencias del fabricante y equipo disponible. A continuación se describen ciertas consideraciones señaladas en el libro de Jack C. McCormac. *Diseño de Estructuras de Acero*, que se deben tener cuenta para escoger el tipo de sujetador a utilizar:

1. Los pernos resultan económicos para estructuras ligeras sometidas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios de estructuras pesadas.
2. El proceso de empernado en campo es muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que la soldadura. Sin embargo, el costo de los pernos de alta resistencia es un poco alto.
3. Si a larga se tiene que desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse, dejando más conveniente el uso de pernos.
4. Cuando se tienen cargas de fatiga, los pernos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un comportamiento muy bueno.
5. Debe tenerse cuidado especial al instalar apropiadamente los pernos de alta resistencia de deslizamiento crítico.
6. La soldadura requiere menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las uniones y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones.
7. Cuando se desean uniones continuas, rígidas y resistentes a momentos, probablemente se escogerá la soldadura.
8. La soldadura se acepta casi universalmente como satisfactoria para el trabajo en taller, mientras que para el trabajo en obra generalmente es rechazada por el temor de que la supervisión no sea totalmente confiable.
9. El uso de soldaduras en miembros muy gruesos requiere un cuidado especial por lo que en ocasiones es preferible usar conexiones empernadas. Además, tales conexiones son menos susceptibles a las fracturas frágiles.

2.1.2 Diferencia entre conexión y unión

Los pórticos de las estructuras de acero están compuestos por elementos estructurales, vigas y columnas unidos mediante conexiones, que pueden darse entre una viga y una columna, entre dos vigas (empalme de vigas), entre dos columnas, o columna a cimentación. Dependiendo de los miembros conectados y de su ubicación en la estructura, en la Figura 2.1 se pueden identificar:

- Unión viga-columna de un solo lado con la columna continua (1.1).
- Unión viga-columna a un solo lado con la columna no continua (1.2)
- Unión viga-columna a dos caras (doble) con la columna continua (2.1)
- Unión viga-columna a dos caras (doble) con la columna no continua (2.2)
- Empalme de vigas (3)
- Empalme de columnas (4)
- Base de columnas (5)

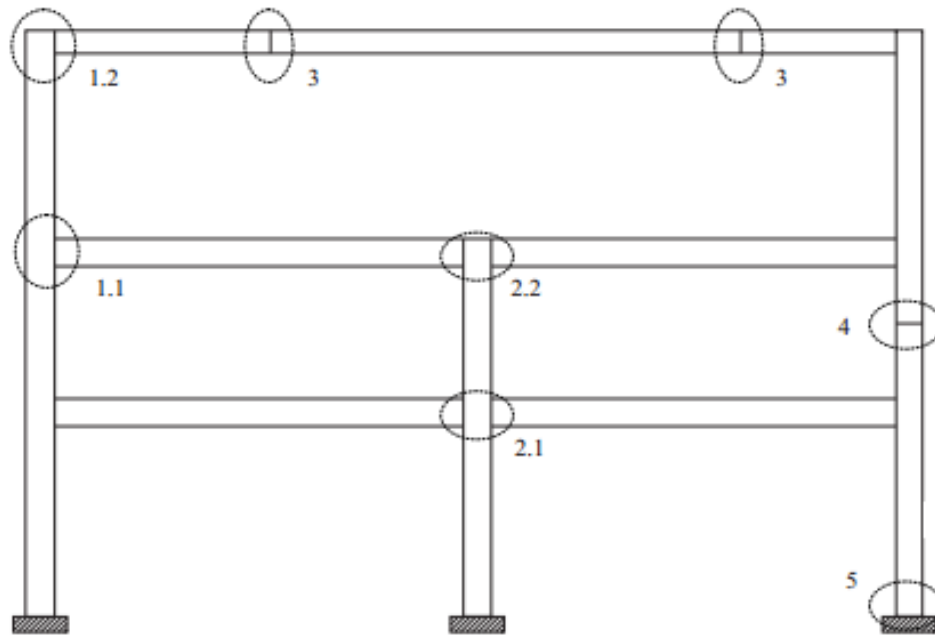


Figura 2.1 Configuraciones de uniones [7]

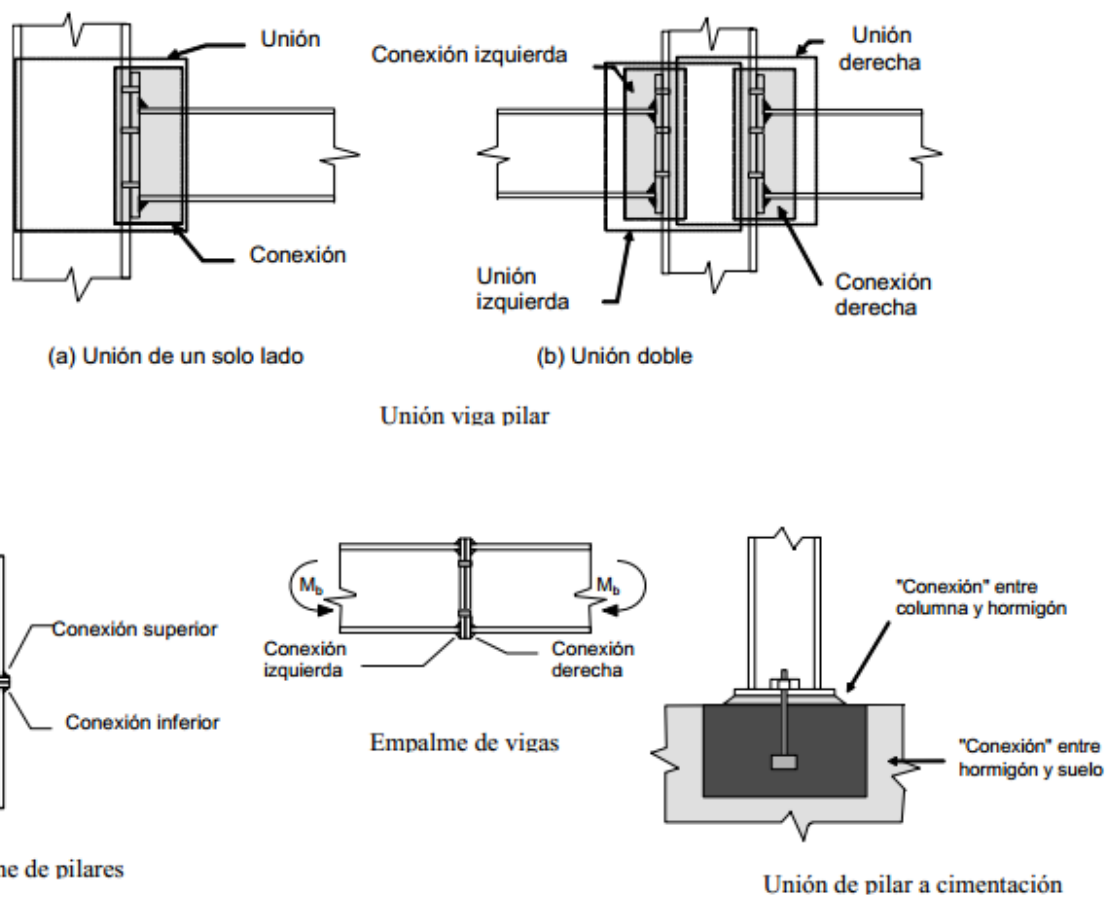


Figura 2.2 Uniones y conexiones [8]

Aunque, generalmente los términos unión y conexión se usan como sinónimos, expresan conceptos distintos. (Ver Figura 2.2)

Se define el término *conexión* como el conjunto de componentes físicos que acoplan mecánicamente los elementos a ser vinculados, considerándose en la zona en la que se produce el contacto.

Si se considera además de la conexión, las zonas de interacción entre los elementos conectados (por ejemplo la zona de panel del alma), es apropiado usar el término *unión*.

2.1.3 Clasificación de las uniones

El tipo de unión empleado en la construcción interviene en el comportamiento global de la estructura, por lo que es importante conocer la clasificación de las uniones. A continuación se expone la clasificación según las Especificaciones ANSI/AISC 360-10 [6] y Eurocódigo 3 [7].

1. Clasificación según ANSI/AISC 360-10

La sección B3. “Base de diseño” del Capítulo B “Requisitos de Diseño” de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, clasifica las uniones, como:

a) Uniones simples

Una unión simple transmite momentos de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las uniones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La unión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones determinadas por el análisis de la estructura.

b) Uniones a momento

Se permite dos tipos de uniones a momento, denominadas: completamente restringidas y parcialmente restringidas, tal como se explica a continuación.

- Uniones a Momento, Completamente Restringidas (FR)

Una unión a momento completamente restringida (FR) transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la unión no permite la rotación relativa. Una unión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes.

- Uniones a Momento, Parcialmente Restringidas (PR)

Una unión a momento parcialmente restringida (PR) transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza-deformación de la unión debe ser incluida. Las curvas

características de las uniones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una unión PR deberán tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

2. Clasificación según el Eurocódigo 3

La sección 5.2 “Clasificación de las uniones” del capítulo 5 “Análisis, clasificación y modelización” de la Norma Eurocódigo 3 “Proyecto de estructuras de acero” parte 1-8 “Uniones”, presenta la siguiente clasificación para las uniones.

Los detalles de todas las uniones deberían cumplir las hipótesis consideradas en el método de cálculo correspondiente, sin afectar negativamente a cualquier otra parte de la estructura. Las uniones pueden clasificarse según su rigidez y según su resistencia.

Clasificación por su Rigidez

a) Uniones nominalmente articuladas

Una unión nominalmente articulada debería ser capaz de soportar las rotaciones resultantes bajo las cargas de cálculo.

b) Uniones rígidas

Se puede suponer que las uniones clasificadas como rígidas tienen suficiente rigidez rotacional como para justificar un análisis basado en una continuidad total.

c) Uniones Semirrígidas

Las uniones que no cumplen los criterios de unión rígida ni de nominalmente articulada deberían clasificarse como uniones semirrígidas. Estas uniones deberían ser capaces de transmitir las fuerzas y momentos internos.

Las uniones semirrígidas proporcionan un grado predecible de interacción entre elementos, basado en la curva característica de cálculo momento-rotación de las uniones.

Clasificación por su Resistencia

a) Uniones nominalmente articuladas

Una unión nominalmente articulada debería ser capaz de transmitir los esfuerzos internos sin desarrollar momentos importantes que podrían afectar negativamente a los elementos o la estructura en su conjunto. Además esta unión debería ser capaz de soportar las rotaciones resultantes bajo las cargas de cálculo.

b) Uniones de resistencia total

El valor de cálculo de la resistencia de una unión de resistencia total no debería ser menor que el de los elementos unidos.

c) Uniones de resistencia parcial

Las uniones que no cumplen los criterios de resistencia total o de unión nominalmente articulada deberían clasificarse como uniones de resistencia parcial.

2.1.4 Uniones viga-columna

Cuando se habla de estructuras de acero, se entiende que la construcción se llevará a cabo principalmente con elementos prefabricados, por lo que los distintos componentes de la estructura deberán ensamblarse de tal forma que se garantice la conducta adecuada de la estructura según como fue previsto en el diseño. Además se debe tener en cuenta que el diseño y detalle de las conexiones interviene significativamente en el costo global de la estructura.

La selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la unión (rígida, flexible, por contacto, por fricción, etc.), las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación (accesibilidad de soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de elementos posibles de estandarizar, etc.) y aspectos de montaje (accesibilidad para apernar o soldar en terreno, equipos de levante, soportes provisionales y hasta aspectos relacionados con el clima en el lugar de montaje, tiempo disponible, etc.). [10]

Las conexiones viga-columna son muy utilizadas en las edificaciones de acero, su comportamiento depende significativamente de la manera en la que se ejecuta en la construcción. Según las características de los detalles constructivos se determina si una conexión es rígida, semirrígida o simple. Aunque en la práctica no es posible obtener una conexión que sea totalmente rígida o simple. A continuación se describen los tres tipos de conexiones viga-columna mencionados según McCormac Jack C., Nelson James K., 2002: *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*". [32]

Conexiones Simples (Tipo PR)

Son muy flexibles y se supone que permiten girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Aunque las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a la rotación del extremo), se supone que es insignificante, y se consideran capaces de resistir solamente fuerza cortante. En la Figura 2.3, se muestran algunos tipos de conexiones simples.

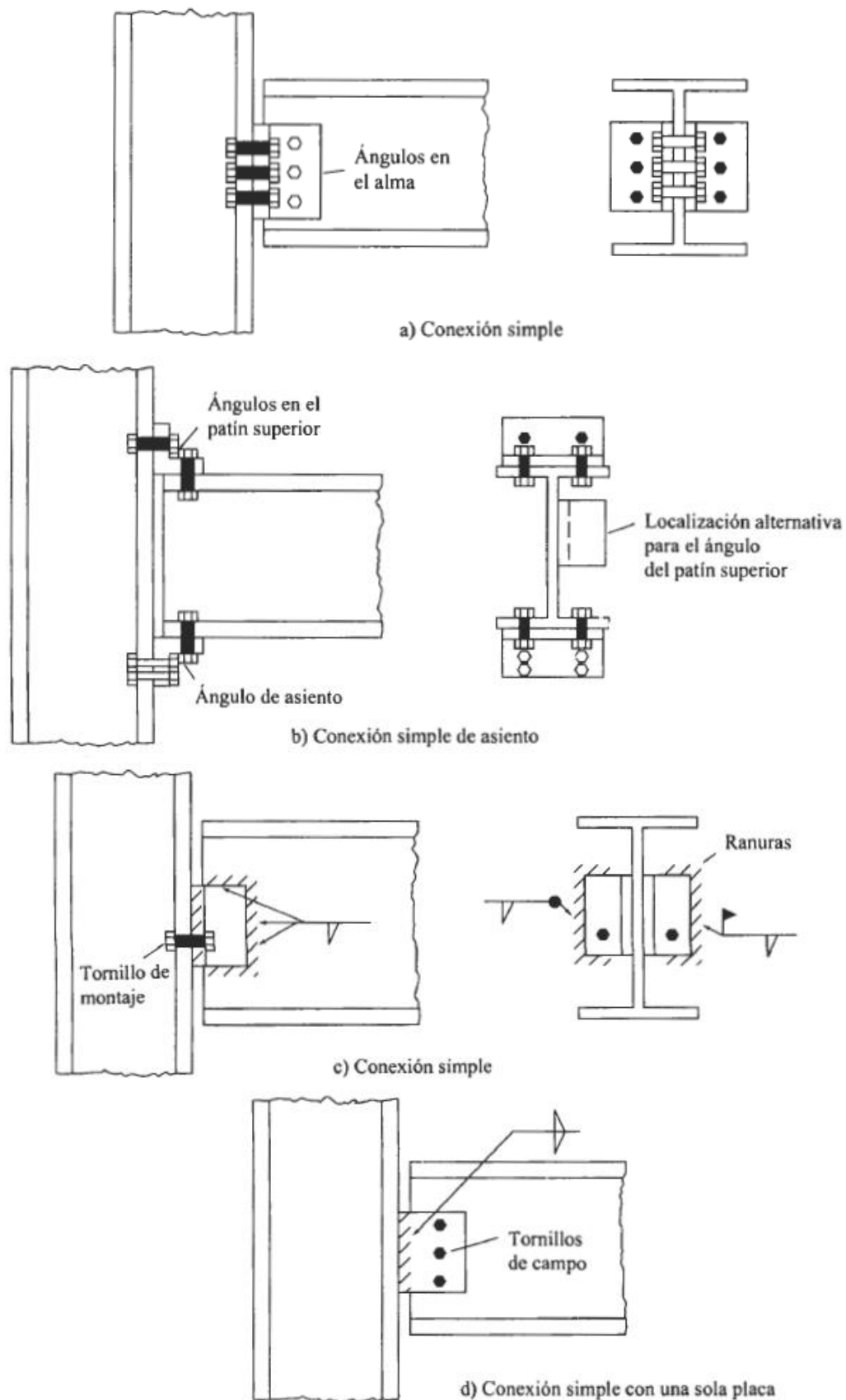


Figura 2.3 Ejemplos de conexiones simples. a) Conexión simple con ángulo en el alma. b) Conexión simple en asiento. c) Conexión simple con ángulo en el alma. d) Conexión simple con una sola placa o placa de cortante. [32]

Conexiones Semirrígidas (Tipo PR)

Son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación en el extremo, desarrollando así momentos considerables. En la práctica para el diseño es muy común que el proyectista, para simplificar el análisis, considere todas estas conexiones como simples o rígidas sin considerar situaciones intermedias. Si hiciera dicha consideración para una conexión verdaderamente semirrígida, pasaría por alto una oportunidad de reducir momentos en forma apreciable.

En la Figura 2.4 se muestran tres conexiones prácticas semirrígidas o conexiones PR capaces de proporcionar una considerable resistencia por momento. Si la conexión con placa terminal mostrada en la parte (a) de la figura 2.4 se extiende hacia arriba de la viga y se instalan más tornillos, la resistencia por momento de la conexión puede incrementarse apreciablemente. La parte (c) de la figura muestra una conexión semirrígida que ha resultado muy satisfactoria en pisos compuestos de acero y concreto. La resistencia por momento en esta conexión es proporcionada por barras de refuerzo colocadas en la losa de concreto arriba de la viga y por el lado horizontal del ángulo de asiento.

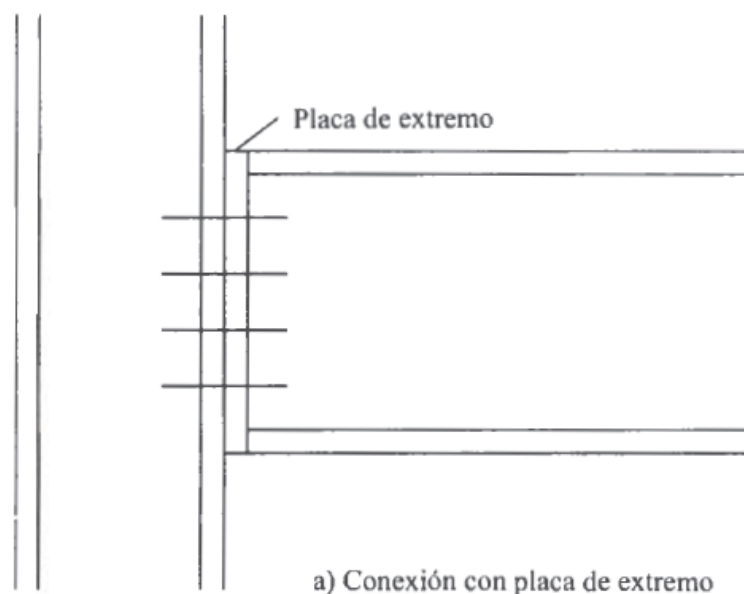


Figura 2.4a Ejemplos de conexiones semirrígidas [32]

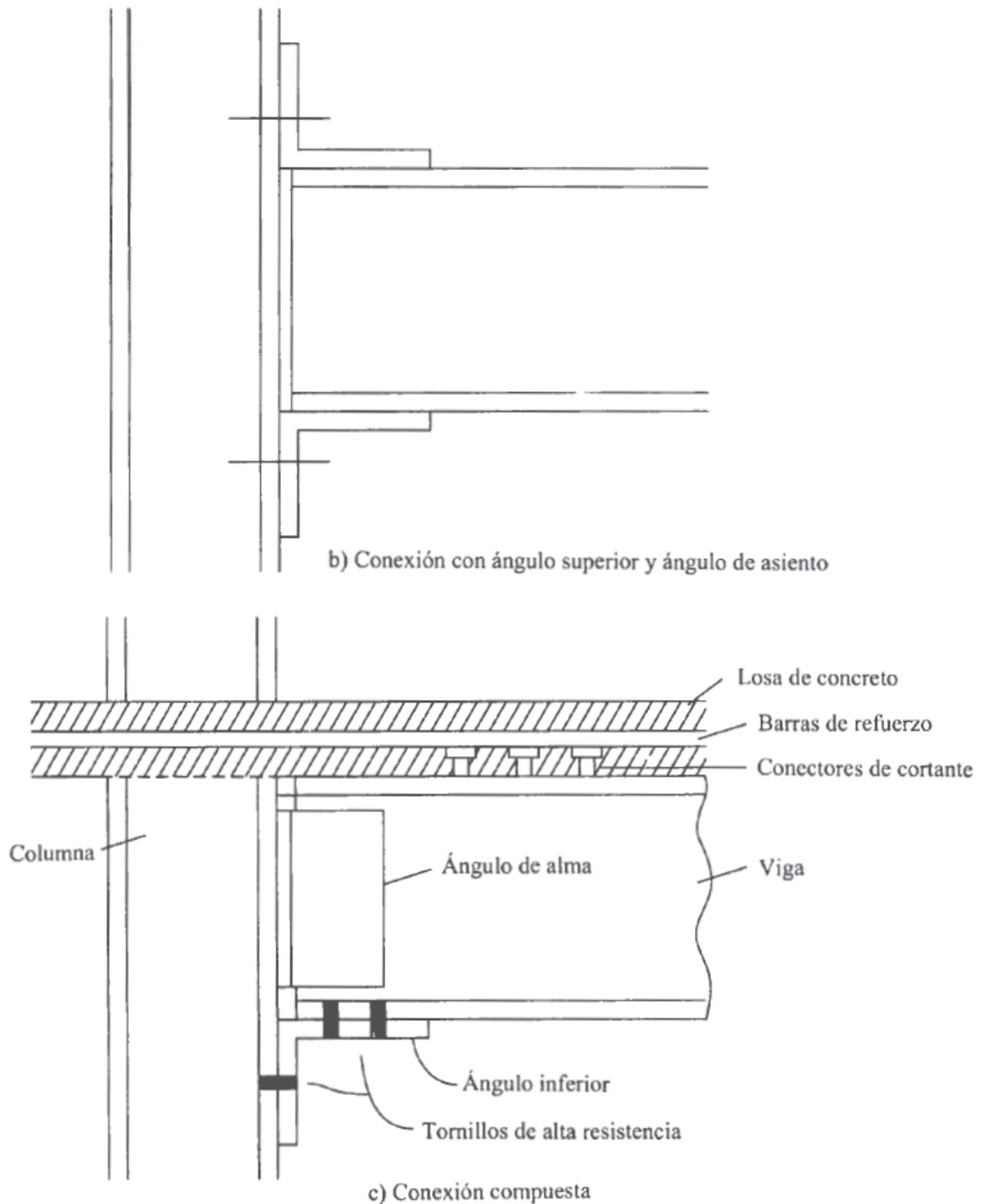


Figura 2.4b y c. Ejemplos de conexiones semirrígidas [32]

Conexiones Rígidas (Tipo FR)

Son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el cien por ciento del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se

desarrolla y en edificaciones sismorresistentes, ya que proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

En la Figura 2.5 se muestran varios tipos de conexiones tipo FR que proporcionan una restricción casi del cien por ciento. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación. La conexión mostrada en la parte (d) es muy popular entre los fabricantes de estructuras y la conexión con placa terminal mostrada en la parte (e) se usa también con frecuencia.

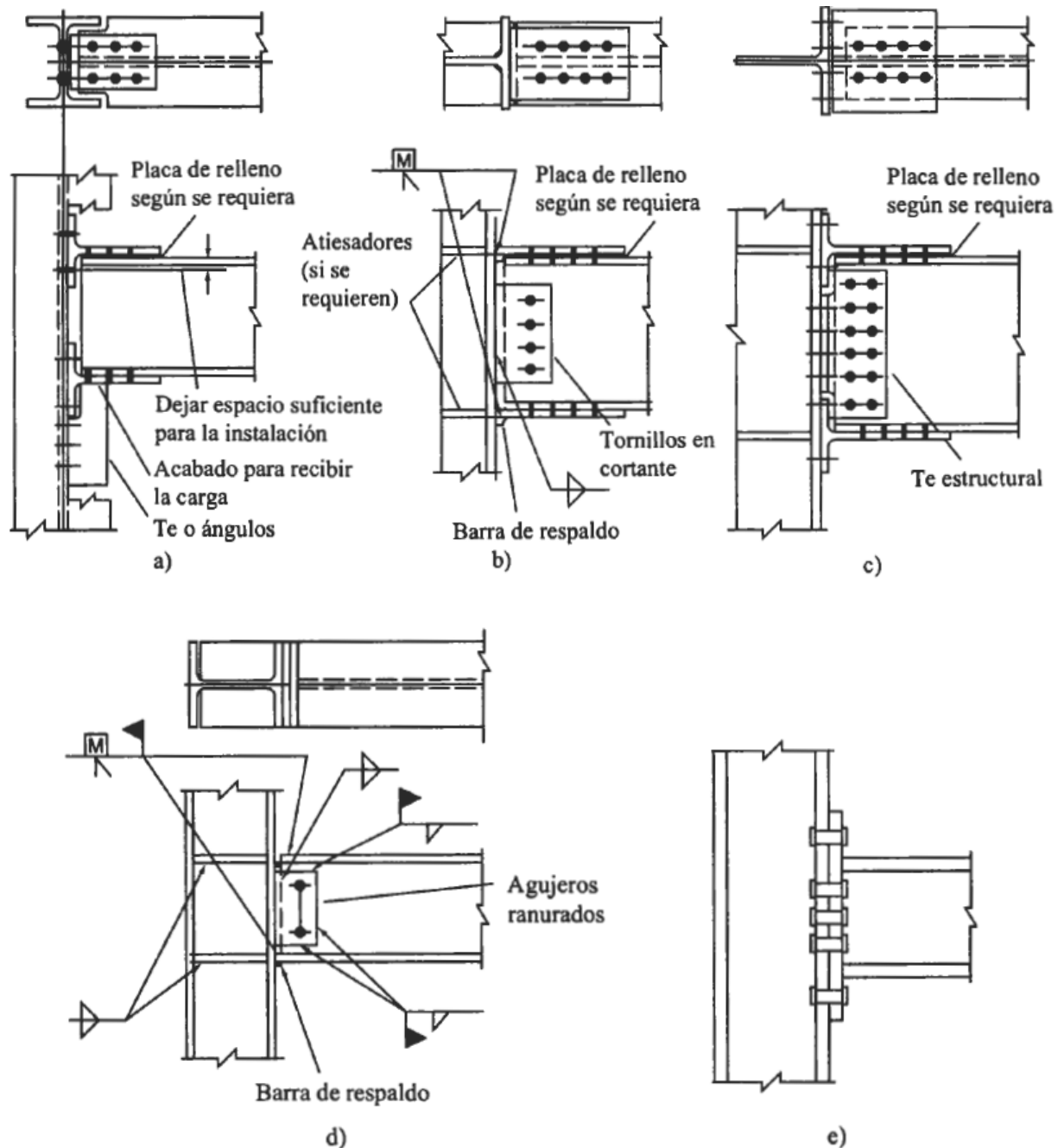


Figura 2.5 Ejemplos de conexiones resistentes a momento. [32]

2.1.5 Uniones columna a cimentación

El elemento estructural que enlaza la columna de acero a la cimentación de concreto es generalmente la placa base, ésta absorbe las cargas de la columna de acero y las distribuye en el área del concreto ubicada debajo de la placa. Para evitar que el concreto sobrepase su capacidad y se fracture por aplastamiento, el área de distribución debe dimensionarse adecuadamente.

Dado que la carga distribuida sobre el área de la placa base ejerce presión sobre el concreto, se obtiene una reacción en el sentido opuesto, la cual tiende a flexionar las zonas vulnerables de la placa base que enmarcan a la columna (las zonas m y n indicadas en la Figura 2.6), En base a esto, las placas base experimentan flexión en dos direcciones.

La flexión crítica se presenta a distancias entre 0.80 veces el ancho del patín de la columna (b_f) y 0.95 veces el peralte del alma de la columna (d). Los momentos máximos tienen lugar respecto a dichos ejes, mismos que se muestran en la Figura 2.7. Dos de los ejes son paralelos al alma y dos son paralelos a los patines. El mayor de los momentos en cualquiera de los ejes, regirá el diseño para determinar el espesor de la placa base. [11]

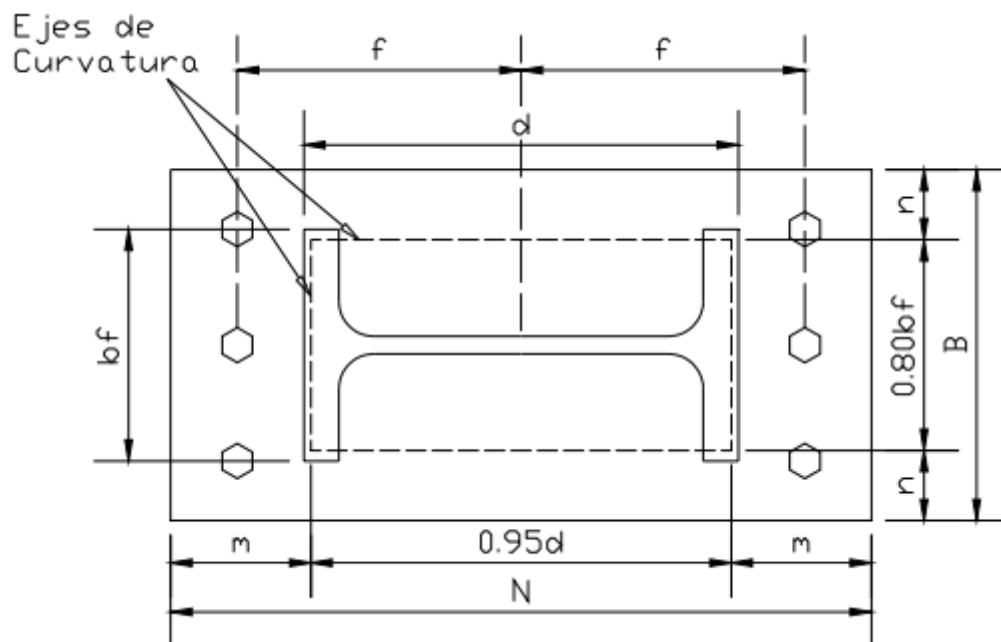


Figura 2.6 Geometría típica de una placa base [12]

En donde,

B = Ancho de la placa base

N = Largo de la placa base

b_f = Ancho del patín de la columna

d = Peralte de la columna

f = Distancia entre la barra de anclaje y el centro de línea de la placa base

m = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al patín de la columna

n = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al alma de la columna

Además de la placa base, las conexiones entre columnas de acero y cimentación presentan otros elementos relevantes. La Figura 2.7 muestra los elementos típicos de éstas conexiones.

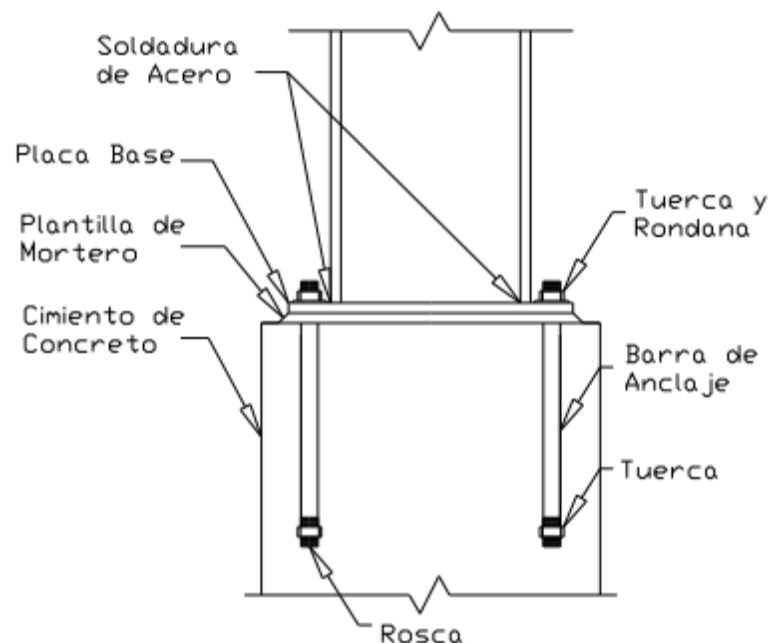


Figura 2.7 Conexión de la base de una columna de acero [12]

Entre la placa base y la cimentación de concreto, se presenta una plantilla de mortero que asegura el contacto entre las superficies de la placa base y de la cimentación, para garantizar que las cargas de la columna se distribuyan uniformemente sobre toda el área del concreto.

Además la plantilla de mortero tiene como objeto nivelar la placa base y transmitir apropiadamente las cargas de compresión. Por lo que es importante que el mortero tenga una resistencia a la compresión al menos el doble de la resistencia del concreto de la cimentación.

Si la columna está sometida a flexión de gran intensidad, cierta zona de la placa base no ejercerá presión contra el concreto y ahí se dará lugar a tensión. El momento puede

soportarse por medio de un par de fuerzas, una fuerza de compresión generada por el concreto y una fuerza de tensión generada por las barras de anclaje embebidas en la cimentación.

Las barras de anclaje resisten las cargas de tensión y transmiten el cortante al concreto, debido a esto, se tendrá muy en cuenta el diámetro de las barras de anclaje y la profundidad del empotramiento. Las regulaciones *Safety Standards for Steel Erection* (OSHA, 2001) *Occupational Safety and Health Administration* establecen el uso de cuatro barras de anclaje como mínimo para las conexiones de columnas con placa base.

Las conexiones columna de acero a cimentación con placa base contempla tres casos (Figura 2.8): (a) columna sometida a carga axial, (b) columna sometida a carga axial, momento flector y cortante. Este caso se da generalmente en marcos resistentes a momento y en columnas sujetas a cargas excéntricas, y (c) columna sometida a carga axial y cortante. Esta situación se da en marcos rígidos, donde generalmente el cortante es pequeño.

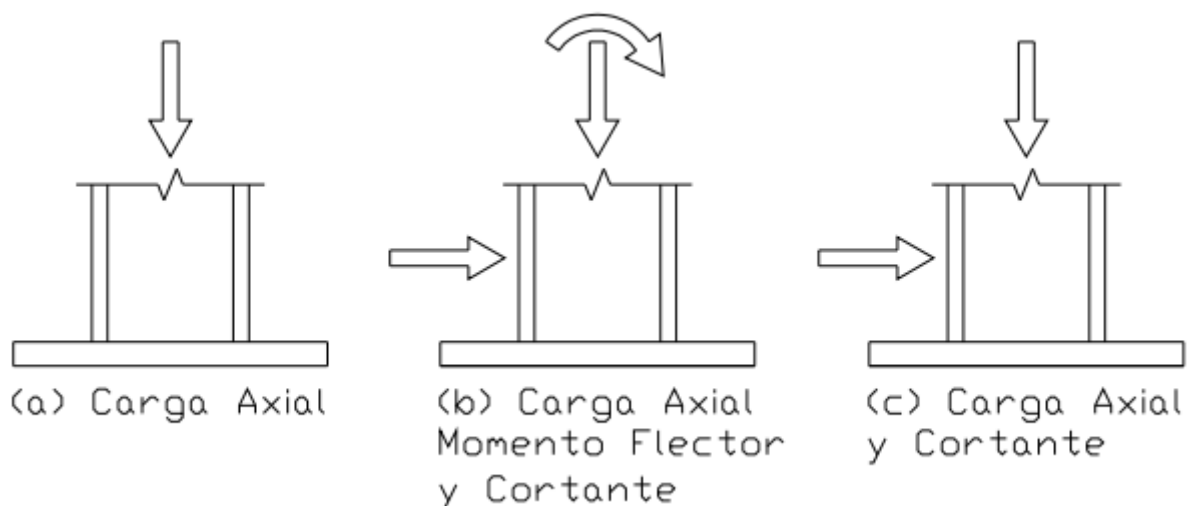


Figura 2.8 Casos de diseño de placas base para columnas de acero [12]

2.1.6 Comportamiento de conexiones

Las estructuras deben desarrollar esfuerzos internos para ser capaces de soportar las acciones externas, con el fin de equilibrar las fuerzas. Para que se presenten estos esfuerzos internos, se generan deformaciones que afectarán la geometría inicial de la estructura.

En base a lo anterior, una estructura es apta para resistir acciones exteriores si las alteraciones de sus propiedades y geometría inicial, no son excesivas. Esto implica que su rigidez y resistencia son adecuadas para el diseño previsto.

Para entender mejor este comportamiento se muestra una unión viga-columna representada por un resorte rotacional (Figura 2.9a), que une las líneas correspondientes al eje de la columna y al eje de la viga, como se muestra en la Figura 2.9b, de tal manera que en función del momento (M_j) que transmite la viga a la columna se produce un giro relativo (ϕ) entre los ejes (Figura 2.9c), y finalmente en la Figura 2.9d se representa la curva momento-rotación real de una unión viga-columna en función del momento aplicado y del giro producido.

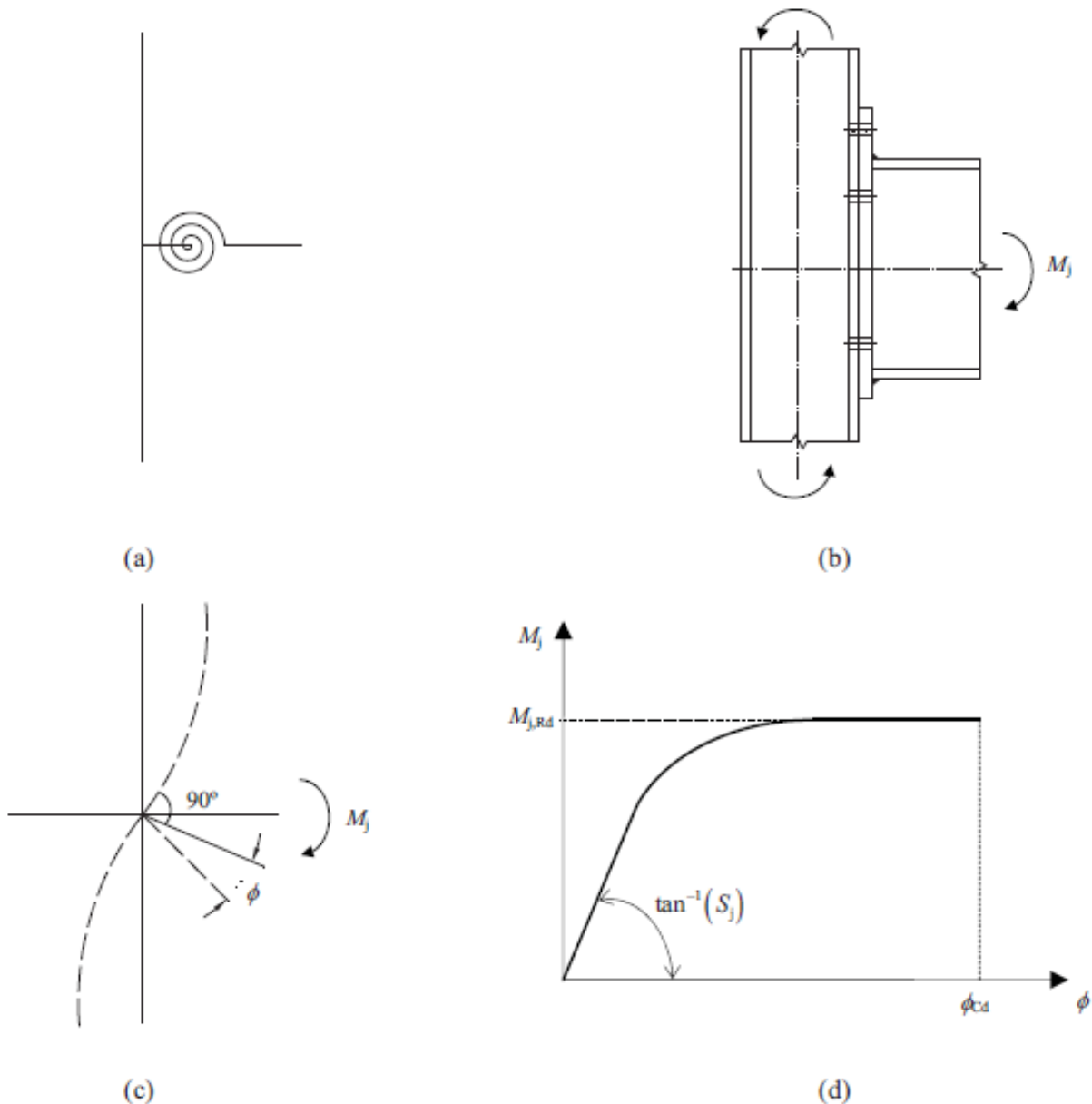


Figura 2.9 Comportamiento real de una unión viga-columna. (a) modelo ideal; (b) nudo real; (c) giro relativo viga-columna; (d) curva momento-rotación. [9]

Para conocer la respuesta rotacional o el comportamiento de una unión, es importante determinar sus propiedades mecánicas en términos de rigidez, resistencia, y ductilidad o capacidad de deformación.

- *Rigidez rotacional (S_j)* : relación entre el momento transmitido y el giro relativo, se entiende como la diferencia entre los giros absolutos de los elementos conectados.
- *Momento resistente de cálculo ($M_{j,Rd}$)* : valor máximo del momento, entendido como el momento resistente plástico que resiste la unión.
- *Capacidad rotacional de cálculo (ϕ_{cd})* : giro máximo producido por el momento resistente de cálculo de la unión.

Una de las diferencias más acusadas entre las estructuras metálicas y las de hormigón consiste en la existencia, en las primeras, de multitud de uniones; es difícil en cambio encontrarlas en las estructuras de hormigón, caracterizadas por su monolitismo. Las uniones cobran, dentro de los proyectos de las construcciones de acero, especial relevancia y porque no decirlo, dificultad. En el proyecto de una unión entre dos o más piezas de una estructura metálica se distinguen dos fases principales.

La primera y más importante es la concepción y diseño general de la misma, eligiendo entre uniones soldadas o empernadas y dentro de cada tipo el modelo de unión.

En la segunda fase, el proyectista ha de comprobar la capacidad portante de la unión elegida. En el caso más general esta comprobación se realiza en tres etapas:

- Determinación de los esfuerzos a los que se encuentra sometida la unión, que en general depende de su rigidez, por lo que nos encontraremos ante un problema isostático o hiperestático (donde no es suficiente analizar las leyes de la estática para averiguar los esfuerzos que la solicitan, sino que es preciso tener en cuenta además las deformaciones locales de la propia unión).
- Determinación de las tensiones que estos esfuerzos originan en los distintos elementos de la unión.
- Comprobación de que estas tensiones no ocasionan el agotamiento de ninguno de dichos elementos.

El análisis estructural y tensional de las uniones en construcción metálica puede ser, en algunas ocasiones complejo. En ellas hay una concentración de esfuerzos muy importantes y la evaluación de las tensiones y deformaciones que se presentan solamente pueden obtenerse mediante el análisis experimental o utilizando métodos numéricos en el campo elastoplástico. De los resultados obtenidos se desprenden procedimientos simplificados que son los que habitualmente se utilizan en la práctica.

Las uniones deberían ser diseñadas sobre la base de una supuesta distribución realista de fuerzas internas y momentos. Las suposiciones siguientes deberían ser usadas para determinar la distribución de fuerzas:

- Cada elemento de la unión debe ser capaz de resistir los esfuerzos internos y los momentos.
- Las deformaciones implícitas por esta distribución no pueden sobrepasar la deformación de los pernos y soldaduras.
- Cualquier modelo empleado debe ser coherente con los resultados experimentales.

Una determinación rigurosa del modo en que se reparten los esfuerzos en el interior de una unión solo es posible recurriendo a métodos experimentales o métodos numéricos que consideren la no-linealidad de los distintos materiales: acero estructural, metal de aportación, pernos, etc.

Se considera correcto cualquier reparto de acciones que cumpla:

- La suma de fuerzas y momentos supuestos para cada uno de los distintos elementos de la unión están en equilibrio con los esfuerzos exteriores que la solicitan.
- Cada elemento de la unión es capaz de resistir los esfuerzos que se le han adjudicado en el reparto.
- Cada elemento de la unión tiene suficiente capacidad de deformación para que sea físicamente posible el reparto supuesto.
- El reparto de esfuerzos debe guardar proporción con la rigidez de los distintos elementos implicados, siendo transmitido a través de la unión preferentemente por las zonas de mayor rigidez.

2.1.7 Modelización de las uniones

El comportamiento de las uniones interviene directamente sobre la respuesta global de la estructura. En base a esto, es necesario modelar las uniones para el análisis y cálculo de la estructura.

El Eurocódigo 3 contempla estas tres posibilidades de modelización de acuerdo a las uniones (Ver Tabla 2.1).

- Continuas. Son aplicables solamente a uniones rígidas de resistencia total. Este tipo de unión asegura la continuidad de giro entre los elementos conectados.
- Semi-continuas. Se usan para uniones rígidas de resistencia parcial y para uniones semirrígidas de resistencia total y parcial. Esta unión garantiza la continuidad rotacional parcial entre los miembros conectados.
- Simples. Se aplican para uniones articuladas. Esta unión evita la continuidad rotacional entre los elementos conectados.

Tabla 2.1 Modelización de acuerdo a las uniones [8]

Rigidez	Resistencia		
	Resistencia total	Resistencia parcial	Articulada
Rígida	Continua	Semi continua	*
Semirrígida	Semi continua	Semi continua	*
Articulada	*	*	Simple

(*) Carece de sentido

Según el método de análisis estructural que se aplique, se interpreta el comportamiento en cada modelo. En el análisis elástico global, se consideran las propiedades de rigidez del modelo de unión. Para el análisis rígido- plástico, se toma en cuenta la resistencia de la unión. Para otros casos se considera ambas propiedades de rigidez y resistencia. Las posibilidades se muestran en la Tabla 2.2 a continuación. [8]

Tabla 2.2 Modelos de unión y métodos de análisis estructural [8]

Modelo	Método de análisis estructural		
	Análisis elástico	Análisis rígido- plástico	Análisis elástico perfectamente plástico Análisis elasto-plástico
Continuo	Rígida	Resistencia total	Rígida resistencia total
Semi continuo	Semirrígida	Resistencia parcial	Rígida resistencia parcial Semirrígida resistencia total Semirrígida resistencia parcial
Simple	Articulada	Articulada	Articulada

Las formas típicas de unión en base a los modelos establecidos de modelación de uniones en el Eurocódigo 3, se muestran en la Figura 2.10.

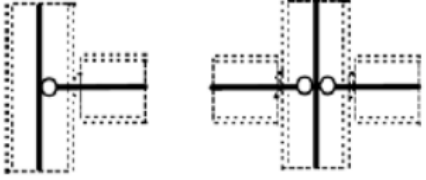
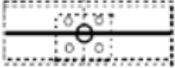
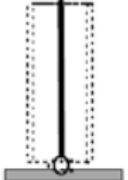
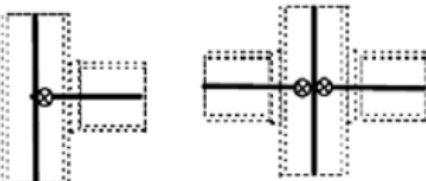

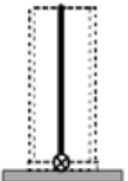
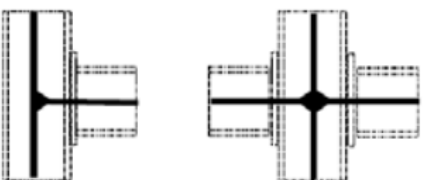

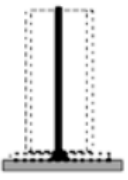
MODELO DE UNION	UNIONES VIGA-PILAR SOBRE ALAS DE PILAR	EMPALME DE VIGAS	BASES DE PILAR
SIMPLE			
SEMICONTINUA			
CONTINUA			

Figura 2.10 Modelización simplificada de uniones según EC3. [8]

2.1.8 Fundamentos del método de elementos finitos

La modelación de conexiones aplicando el método de elementos finitos (MEF) es el proceso de simulación de un modelo virtual en base a las condiciones en las que se presentará en la realidad, con el fin de conocer previamente su comportamiento. La ingeniería estructural aplica simulaciones físicas-mecánicas en modelos complejos para determinar su respuesta, sin requerir de ensayos reales en laboratorio.

Cabe recalcar que el método de los elementos finitos es un método aproximado, considerando las hipótesis básicas del método y por ende los resultados deberían constatar con los obtenidos experimentalmente, para así garantizar la precisión del modelo. Por lo que, éste proceso es solamente rentable cuando los métodos analíticos no son capaces de resolver el problema y cuando los métodos experimentales son muy costosos en tiempo y dinero.

Éste método está basado en la discretización del modelo en elementos finitos, enlazados entre sí, estableciendo una malla espacial de puntos o nodos interconectados; donde, cada elemento se compone de una serie de nodos con

propiedades específicas de rigidez y movimiento. El proceso de transformación de la estructura en elementos finitos se denomina discretización o modelaje (Ver Figura 2.11). El fundamento de éste análisis es compensar las acciones externas que se ejercen en el modelo, originando deformaciones en todos los elementos hasta alcanzar condiciones de equilibrio, mediante procesos matriciales. [13]



Figura 2.11 Esquema de discretización [14]

Los problemas a resolver presentan una o más variables dependientes que deben satisfacer cualquier ecuación diferencial dentro de un dominio conocido. Estas variables se denominan variables de campo y son gobernadas por la ecuación diferencial. Las condiciones de frontera son valores específicos de las variables de campo en el borde del dominio. [14]

Al resolver el sistema de ecuaciones algebraicas, se obtiene la simulación del comportamiento de las partículas y de toda la estructura. Los resultados del método facilitan la visualización de la distribución de esfuerzos en las estructuras, lo cual es imprescindible para el diseño, además permite visualizar el miembro deformado y tomar las decisiones pertinentes respecto a esto. [14]

A continuación se muestra un ejemplo de modelación mediante el método de elementos finitos para una conexión viga-columna. La Figura 2.12 es una conexión viga tubular-columna tubular de la publicación de Matthew Floyd Fadden. *Cyclic Bending Behavior of Hollow Structural Sections and their Application in Seismic Moment Frame Systems*. [33]

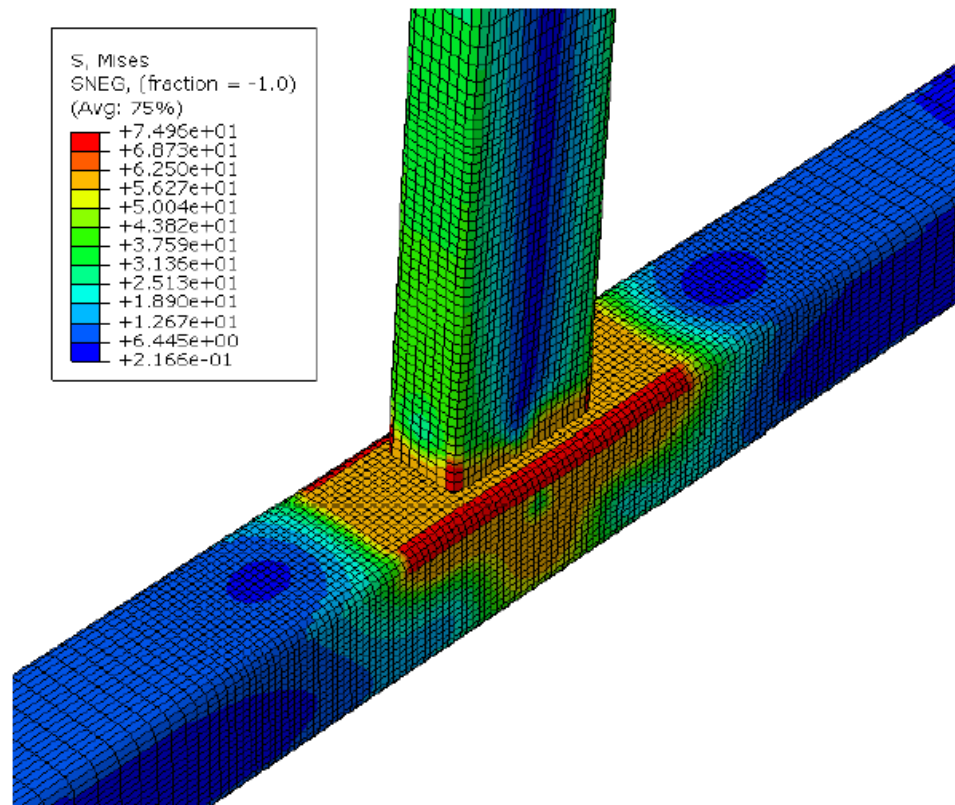


Figura 2.12 Ejemplo de modelación de conexión viga-columna por MEF. [33]

El análisis por elementos finitos, probablemente, es el más adecuado para investigar la respuesta rotacional de una unión. Sin embargo, todavía resulta costoso realizar una simulación numérica completa. La curva momento-rotación es el resultado de una compleja interacción entre los diversos elementos que componen la unión. En particular, el análisis de las uniones metálicas requiere (Nethercot y Zandonini, 1990) introducir:

- no linealidades geométricas y de los materiales
- pretensado de los tornillos
- interacciones entre los tornillos y placas

Actualmente, el método de los elementos finitos permite introducir en el modelo numérico: grandes deformaciones y/o desplazamientos, plasticidad, endurecimiento por deformación plástica y efectos de inestabilidad, contacto entre placas, pretensado de los tornillos (Abolmaali et al., 2005; Al-Jabri et al., 2006).

2.2 Requisitos especiales para carga sísmica

La carga sísmica varía con la capacidad de disipación de energía (o absorción) de la estructura. Este hecho se explica por la relación directa entre la respuesta a la carga cortante V (respuesta de aceleración multiplicada por la masa) y la respuesta al desplazamiento δ , cuando una estructura se somete a una carga impulsiva en su base, como se muestra en la Figura 2.13. Si la estructura se comporta elásticamente, la estructura soportará la carga cortante V_{el} y el desplazamiento δ_{el} . Sin embargo, si la estructura llega a la fluencia y logra la capacidad a cortante última V_u , la estructura soportará el desplazamiento δ_u . Las energías disipadas en los dos casos representadas por las áreas bajo las dos curvas de carga-desplazamiento, son más o menos similares

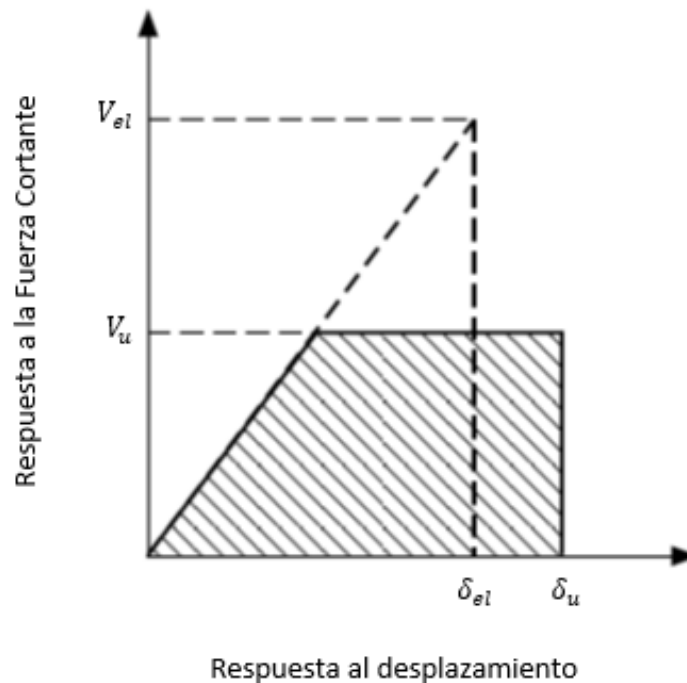


Figura 2.13 Relación desplazamiento vs carga de la estructura elástica e inelástica bajo cargas impulsivas. [15]

Lo mencionado anteriormente hace que el diseño sísmico sea diferente del diseño convencional de estado límite último, que considera otras cargas como la de gravedad o la fuerza del viento. En el diseño convencional si la carga del viento supera la capacidad V_u , la estructura se derrumba, lo que no sucedería con el diseño sísmico. En cambio, en el diseño sísmico se requiere que la estructura no colapse incluso si el desplazamiento máximo δ_u es alcanzado. Debido a esto, los códigos sísmicos existentes especifican las cargas sísmicas de diseño como una función de la capacidad de disipación de energía de las estructuras.

Dentro del Capítulo 2 de la Norma ecuatoriana de la Construcción (NEC-13), se especifica el factor de reducción de resistencia sísmica R , el cual reduce el espectro de respuesta elástico para obtener el espectro de respuesta de diseño, teniendo en cuenta las diferentes características de disipación de los diversos tipos de estructuras. [34]

Además, se detallan las especificaciones para los elementos estructurales y marcos, con el fin de asegurar que la estructura puede disipar una cierta cantidad de energía correspondiente al factor de reducción. Otro punto que hace que el diseño sísmico sea diferente del diseño ordinario es el hecho de que la carga impulsiva no se aplica una sola vez, sino de manera cíclica, aunque el número de ciclos de los principales impulsos son pocos, por ejemplo 2 o 3 ciclos. Sin embargo, porciones de la estructura sufren periodos de tensión en la región de endurecimiento por deformación. Este trabajo cíclico deteriora rápidamente la tenacidad del material, lo que puede provocar un fallo a tracción no dúctil de los elementos estructurales, con frecuencia a partir de los puntos críticos de las conexiones soldadas.

Las fallas no dúctiles son indeseables y deben ser evitadas. Si la estructura está diseñada para permanecer casi elástica, incluso bajo terremotos intensos no frecuentes, se debe evitar el deterioro del material debido a la fatiga. Sin embargo, mantener la estructura de un edificio en el rango elástico para terremotos con una probabilidad de una ocurrencia baja es costoso y por lo general no es muy común emplear dispositivos especiales que aíslan la estructura de temblores, aun cuando es posible y se realiza para estructuras esenciales.

La siguiente parte de este capítulo trata sobre los requisitos especiales para el diseño sismo-resistente de las conexiones viga-columna, adicionales de los requeridos para el diseño habitual de estado límite último. Las descripciones presentadas a continuación generalmente siguen el formato del NEC-13 y del AISC-341-05.

2.2.1 Materiales

Los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 tomaron por sorpresa a los profesionales de la ingeniería estructural ya que muchas de las uniones soldadas en modernos edificios con marcos de acero sufrieron fracturas frágiles. Estas fracturas se produjeron con más frecuencia en la región inferior de la viga, en las ranuras soldadas del ala. Especialmente en Northridge, las fracturas frágiles iniciaron en un nivel muy bajo de demanda plástica y, en algunos casos, las estructuras se mantuvieron dentro del rango elástico. Se encontró que la baja resistencia del metal de la soldadura producido por electrodos designados como AWS E70T-4 y los procedimientos de soldadura de alta tasa de deposición jugaron un papel importante en la inducción de roturas frágiles (Fisher 1997). La tendencia reciente de los códigos sísmicos es imponer requisitos más estrictos sobre la tenacidad del acero que se utiliza en las zonas disipadoras.

En las Especificaciones del NEC-13, *Capítulo 5. Estructuras de Acero, Sección 5.2.4 Materiales*, se indica que el mínimo esfuerzo de fluencia especificado, F_y , que debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera comportamiento inelástico, no debe exceder de 345 MPa para pórticos especiales a momento.

Los aceros estructurales usados en los sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS) deben cumplir con una de las siguientes Especificaciones ASTM: A36/A36M, A53/A53M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M. Mientras que el acero estructural usado para placas base de columnas debe seguir una de las Especificaciones ASTM anteriores o ASTM A283/A283M Grado D.

Se especifica que los aceros estructurales que se permiten usar en aplicaciones sísmicas deben poseer propiedades inelásticas y de soldabilidad que cumplen las siguientes características:

1. Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo-deformación unitaria
2. Una gran capacidad de deformación inelástica
3. Buena soldabilidad

Los sistemas de pórticos especiales a momento emplean una metodología de “Diseño por Capacidad”. En este diseño, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable de ciertos miembros designados como cedentes, como regiones de articulaciones plásticas.

Esta metodología de diseño por capacidad requiere una estimación realista de la resistencia probable de los miembros designados como cedentes. La resistencia a la fluencia probable de un elemento (miembro o conexión) a tensión deberá determinarse a partir del esfuerzo de fluencia probable, F_{yp} , multiplicado por el área A_g de la sección transversal. El esfuerzo F_{yp} de un material deberá determinarse como $R_y F_y$, en donde F_y es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero y R_y es factor de esfuerzo de fluencia probable. R_y se define como la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado F_y del material. En la Tabla 2.3 se presentan valores de R_y según el NEC-13 para distintos tipos de acero de la American Society of Testing and Materials (ASTM)

Tabla 2.3 Valores de factores de fluencia probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr 50 y A588 Gr 50. [34]

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)
ASTM A36	1.3
ASTM A572 Gr 50	1.1
ASTM A588 Gr 50	1.15

2.2.2 Pórticos especiales a momento

Mecanismo de disipación de energía

Según se detalla en las Especificaciones del NEC-13, *Capítulo 5. Estructuras de Acero, Sección 5.3 Pórticos especiales a momento*, los pórticos especiales a momento (PEM) deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas del panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas. La Figura 2.14 se presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un PEM.

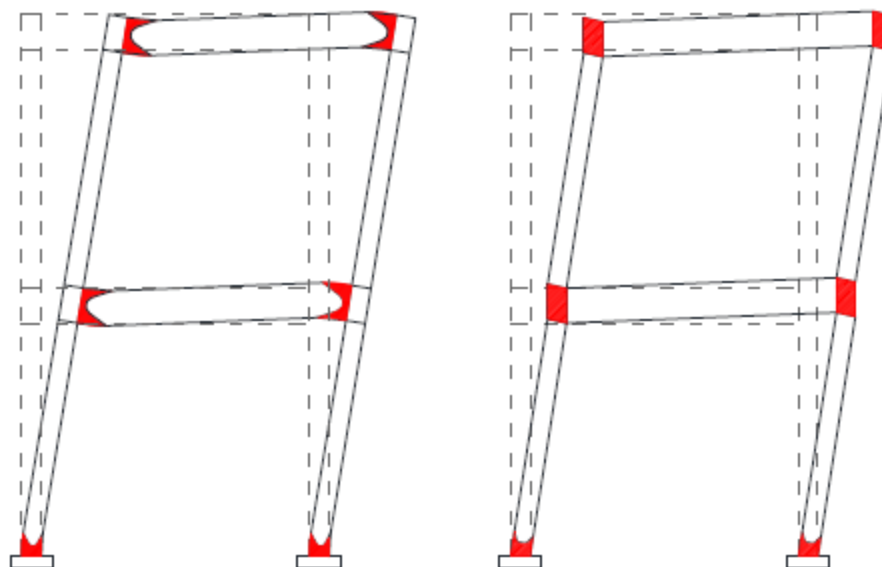


Figura 2.14 Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM. [34]

Deriva de piso

El daño estructural se relaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Deformaciones excesivas ocasionan pérdida por daños a elementos estructurales y no estructurales. Las deformaciones inelásticas deben ser controlables para mejorar substancialmente el diseño conceptual. El límite a la deriva de entre piso inelástica máxima es 0,02 para columnas de edificios de estructuras metálicas, según se describe en el NEC-13. *Capítulo 2. Peligro Sísmico y Requisitos de diseño sismorresistente. Sección 2.6.2. Control de la deriva de piso*

Criterio de columna fuerte- viga débil

El criterio de columna fuerte-viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía. [34]

En base al NEC-13 Capítulo 5, la siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga-columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0 \quad (2.1)$$

En donde,

$\sum M_{pc}^*$ es la suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta. Debe determinarse en base a la suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas que llegan a la unión evaluadas en las caras de la conexión, tomando en cuenta la reducción debido a la carga axial presente en la columna.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (2.2)$$

$\sum M_{pv}^*$ es la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la unión. Debe determinarse en base a la suma de las resistencias probables de las vigas en las zonas de las articulaciones plásticas incluyendo el momento M_{uv} producido por el cortante desarrollado en las articulaciones plásticas con respecto a la cara de la columna.

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad (2.3)$$

De las ecuaciones anteriores, se tiene que:

A_g = Área bruta de la columna

F_{yc} = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la columna

F_{yv} = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la viga

M_{uv} = Momento adicional basado en combinaciones LRFD, producido por la fuerza cortante localizada en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

P_{uc} = Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD de la columna.

2.2.3 Conexiones a momento viga – columna

La Figura 2.15 muestra un ejemplo de una unión viga-columna con momentos de flexión en la viga debido a cargas horizontales.

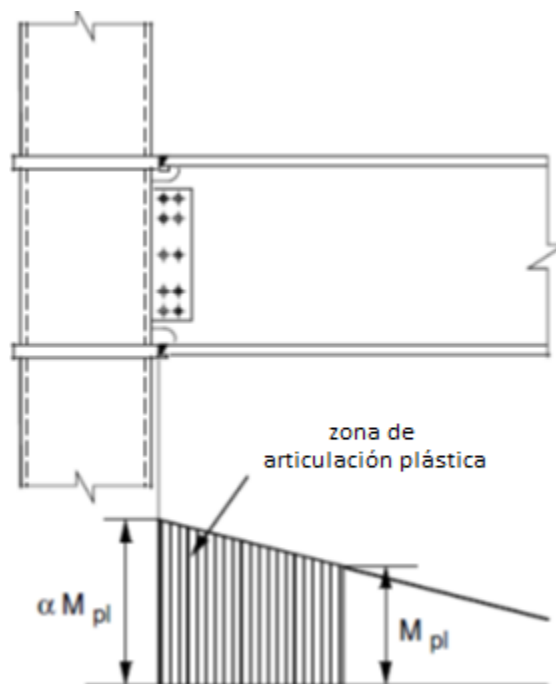


Figura 2.15 Ejemplo de unión viga-columna bajo cargas horizontales. [15]

El momento a flexión en el extremo de la viga, αM_{pl} está controlado por pandeos: local, local combinado, torsional o lateral en la viga, a menos que el fracaso a la tracción gobierne a la carga máxima.

El NEC-13 especifica que la relación ancho-espesor de los elementos de placa en las zonas disipadoras de pórticos especiales a momento PEM se encuentren en el rango

de secciones sísmicamente compactas, según lo estipulado en la *sección 5.2.5.2.2. Secciones sísmicamente compactas*.

Para flexión en las alas de vigas “I” armadas la relación ancho-espesor b/t no debe superar el límite

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{E/F_y} \quad (2.4)$$

Para paredes de HSS rectangulares, alas de perfiles “I” encajonados, y secciones cajón armadas, la relación ancho espesor b/t no debe superar el límite

$$\lambda_{ps} = 0.55 \sqrt{E/F_y} \quad (2.5)$$

Para almas de perfiles “I” armados usados para vigas o columnas, la relación ancho espesor $\frac{h}{t_w}$ no debe superar el límite de:

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a) \quad \text{para } C_a \leq 0.125 \quad (2.6)$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y} \quad \text{para } C_a > 0.125 \quad (2.7)$$

$$\text{Donde } C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} \quad (\text{LRFD}) \quad (2.8)$$

El pandeo lateral torsionante de las vigas puede ser prevenido siguiendo la cláusula *5.5.2.5.4 Arriostramiento especial en zonas de articulación plástica*, del NEC-13.

Según lo dispuesto en las Especificaciones del AISC-358-05, el máximo momento probable en la rótula plástica viene dado por:

$$M_{pl} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (2.9)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.10)$$

Donde:

Z_e = Módulo resistente plástico de la viga.

C_{pr} = Factor de mayoración que toma en cuenta efectos de endurecimiento por deformación, esfuerzo adicional y otras condiciones de la conexión.

R_y = Factor de esfuerzo de fluencia probable

F_y = Límite elástico del acero de la viga.

F_u = Resistencia última a la tracción de la viga.

Las conexiones viga-columna deben tener sobre resistencia suficiente para permitir que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. Esta sobrerresistencia queda expresada por el coeficiente α (Ver Figura 2.15),

Un valor típico para α es 1.3 según las recomendaciones del Código de la Construcción Japonés, aunque se han propuesto diferentes valores en varias publicaciones del AIJ, Architectural Institute of Japan, según el material utilizado y el tipo de conexiones.

Cabe señalar que el factor de sobre-resistencia α es una medida indirecta para asegurar una suficiente capacidad de rotación de una rótula plástica en el elemento adyacente a la conexión. El requerimiento α varía de acuerdo a muchos factores, tales como la relación entre anchura y espesor de elementos de placa del miembro así como del objetivo deseado para el rendimiento en el diseño de la estructura del edificio. Si bien α es una medida que puede ser fácilmente utilizada para el diseño de la conexión, es más ambigua para especificar el ángulo de deriva entre plantas para alcanzar un determinado objetivo de rentabilidad.

En la publicación de Y. Kurobane, J.A. Packer, J. Wardenier, N. Yeomans (2004). Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections, se especifica que cuando se utilizan columnas RHS (rectangular hollow sections, columnas tubulares rectangulares) conformadas en frío, se pueden formar grietas en las esquinas de la sección RHS y se extienden rápidamente bajo una carga cíclica inelástica. Se encontró un deterioro del material debido al trabajo en frío aplicado durante los procesos de fabricación, el mismo que era el principal responsable del desarrollo prematuro de la grieta dúctil y su cambio a la rotura frágil. Resultados de las pruebas anteriores han demostrado que la capacidad de rotación de las columnas RHS conformadas en frío se redujeron considerablemente por los primeros desarrollos de grietas, a pesar de que los momentos máximos en los extremos de la columna alcanzaron valores superiores a M_{pl} . Si las secciones de la columna no son interrumpidas por los diafragmas de las conexiones viga-columna, la evolución de las grietas se suprime. [15]

2.2.4 Zonas de panel en conexiones viga-columna

El NEC-13 indica que generalmente, la zona del panel está sujeta simultáneamente a fuerzas axiales, cortantes y momentos provenientes de las columnas y vigas tal como se observa en la Figura 2.16. La resistencia requerida al cortante de la zona de panel, deberá determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas obtenidos de los momentos probables en los puntos de articulaciones plásticas. Donde el valor de la resistencia requerida al cortante $V_{c,w}$ se puede calcular por:

$$V_{c,w} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b - t_{bf}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (2.11)$$

En la ecuación anterior las cargas de diseño que actúan en el panel del alma de la columna se representan por M_{b1} , M_{b2} , V_{c1} y V_{c2} , denotan, los momentos de flexión de las vigas en los lados derecho e izquierdo y las cargas de cortante de las columnas en los lados inferior y superior respectivamente. d_b es el peralte de la viga y t_{bf} es el espesor del ala de la viga.

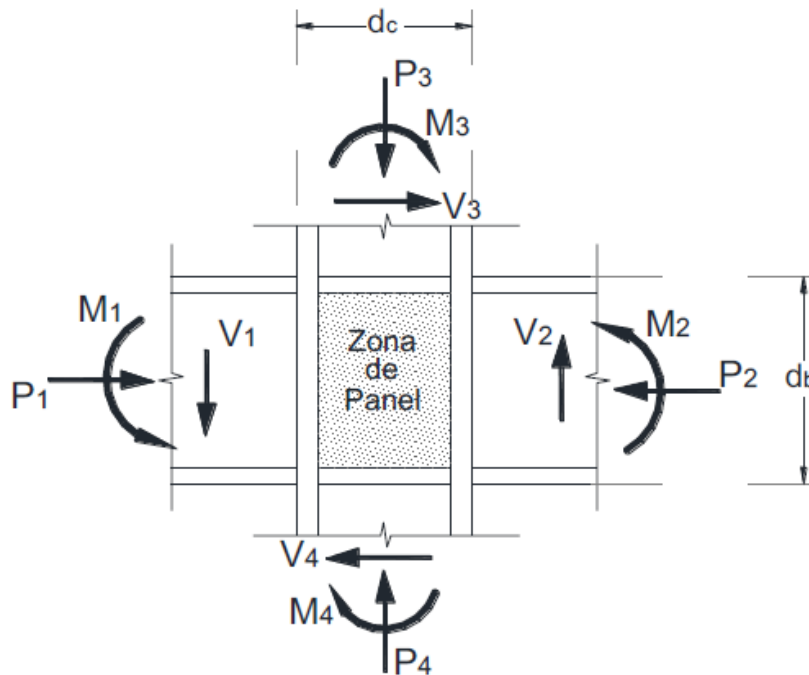


Figura 2.16 Fuerzas internas actuando en la zona del panel de un PEM sujeto a carga axial. [34]

La resistencia a cortante de la zona de panel, deberá determinarse de acuerdo con la metodología de diseño de la conexión ensayada o precalificada que se emplee.

Espesor de la zona de panel

Los espesores individuales (t) de las almas de la columna y doble placas, en caso de usarse, deberá regirse por la ecuación:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (2.12)$$

En donde:

t = Espesor del alma de la columna o doble placa en mm

d_z = Peralte de la zona de panel

w_z = Ancho de la zona de panel

Las doble placas deben soldarse a las alas de la columna, usando soldaduras de penetración completa (SRPC) o soldaduras de filete (SF) que desarrollen la resistencia al cortante disponible del espesor total de las doble placas. Cuando las doble placas se coloquen contra el alma de la columna, se deben soldar a lo largo de los bordes superior e inferior a fin de desarrollar la proporción de la fuerza total que es transmitida a la doble placa. Cuando las doble placas se coloquen lejos del alma de la columna, deberán colocarse simétricamente en pares y soldadas a las placas de continuidad para desarrollar la proporción de fuerza total que es transmitida a la doble placas. [34]

3. Análisis y diseño de conexiones

3.1 Conexiones rígidas viga – columna

3.1.1 Conexiones existentes

La Figura 3.1 muestra las conexiones típicas viga - columna tubular rellena de hormigón (CFT: Concrete Filled Tube) que se utilizan a menudo en Japón. La conexión se fabrica por soldadura de taller, y las vigas se atornillan a los soportes en sitio. En el caso de las conexiones que usan diafragmas internos y atravesados (inner and through-type diaphragms), las placas del diafragma están situados dentro del tubo, y un agujero se abre para el colado del concreto. Un anillo de refuerzo de acero moldeado se utiliza para las columnas CFT circular. En el caso de un anillo de refuerzo y un diafragma exterior, no existe ningún objeto en el interior del tubo que pueda interferir con el colado del hormigón. La fundición del hormigón se hace generalmente por tubo *Tremie* o por el método *pump-up*.

Gracias a los sistemas con columnas CFT, se pueden obtener altas resistencias y ductilidad. Sin embargo, la dificultad para compactar adecuadamente el hormigón puede crear un punto débil en el sistema, especialmente en el caso de diafragmas interiores y atravesados, en donde el sangrado del hormigón debajo del diafragma puede producir un hueco entre el hormigón y el acero, ya que actualmente no existe una manera de asegurar la compacidad o reparar esta deficiencia. Para compensar, se utiliza en la construcción un hormigón de alta calidad con un bajo contenido de agua y un superplastificante para una mayor facilidad de trabajo.

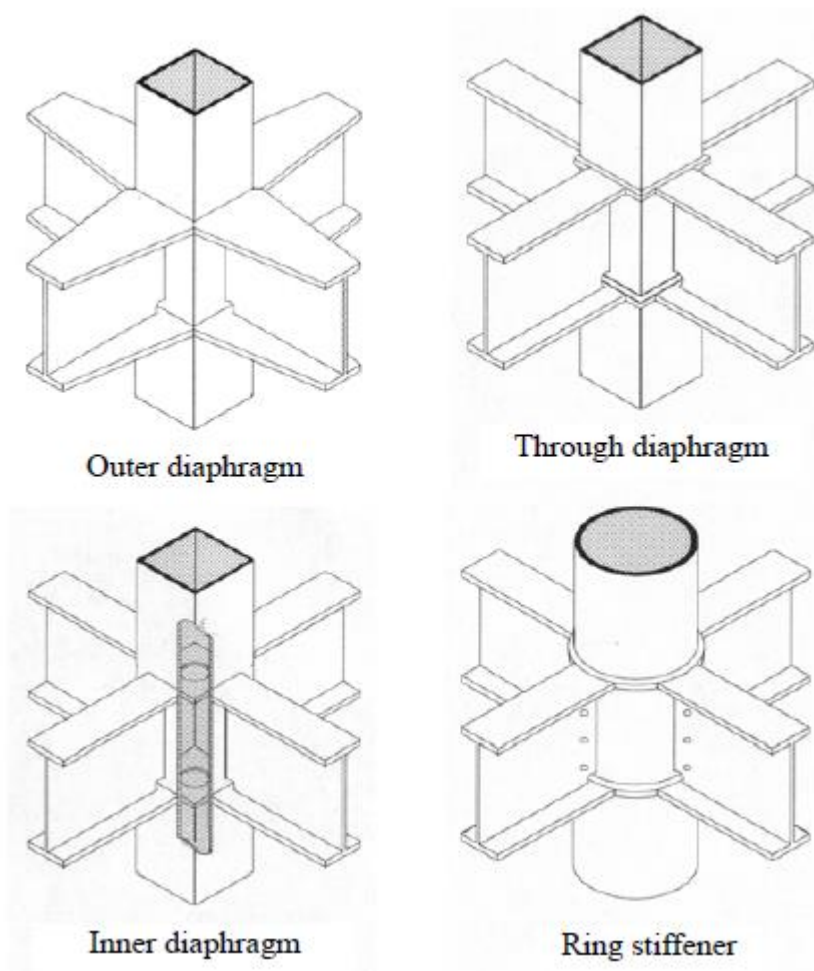


Figura 3.1 Conexiones viga-columna [17]

Tres conexiones convencionales viga-columna se utilizan actualmente para las columnas rellenas de hormigón (CFT) en sistemas de marcos resistentes a momento (MRF) en Japón. Como se muestra en la Figura.3.2, cada uno emplea un diafragma interno simple, un diafragma interno con ala extendida, y un diafragma externo, respectivamente. La conexión de diafragma interno, mostrado en la Figura. 3.2(a), se utiliza principalmente en edificios de gran altitud con columnas tubulares armadas por soldadura. Aunque esta conexión tiene el mérito de no interferir con los acabados alrededor de la columna, se necesita mucho cuidado al momento de vaciar el hormigón en las columnas, para prevenir la aparición de huecos bajo el diafragma interno. La conexión de diafragma interno con ala extendida es empleada preferentemente en edificios de pequeña y mediana altura, con columnas de perfiles tubulares laminados en frío, como se muestra en la Figura. 3.2 (b). Esta conexión tiene casi las mismas propiedades que la conexión de diafragma interno en cuanto al vaciado del hormigón y acabados alrededor de la columna. Sin embargo, se requiere un proceso complicado de instalación y soldadura, debido a que su fabricación requiere el corte de los tubos de acero de manera que el diafragma pueda ser

instalado y soldado al tubo, por esto se considera una conexión menos confiable que las demás.

La conexión de diafragma externo emplea un diafragma en la parte exterior de las columnas tubulares, como se muestra en la Figura. 3.2(c), no necesita ningún corte de los tubos de acero para la fabricación y el vaciado del hormigón en los tubos se realiza sin inconvenientes puesto que no hay diafragma dentro de las columnas. El problema, sin embargo, es que los diafragmas externos interfieren con los materiales de acabado conectados al exterior de la columna. La Norma AIJ (Instituto de Arquitectura de Japón 1987) contiene disposiciones para los esfuerzos admisibles y últimos de estas conexiones viga-columna bajo carga sísmica lateral.

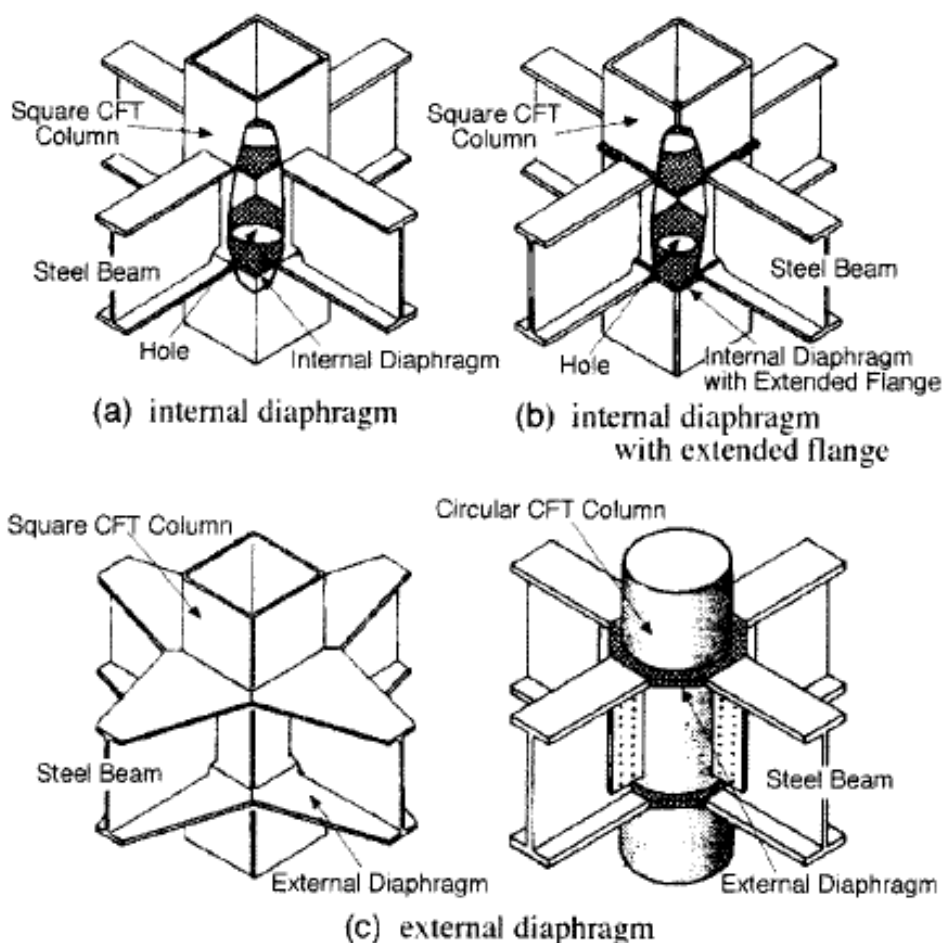


Figura 3.2. Detalles convencionales de conexión viga –columna CFT de acero [18]

Innovadores detalles de conexiones viga-columna CFT han sido desarrollados para resolver los problemas antes mencionados y para aumentar la productividad de la fabricación, montaje y relleno de hormigón. Los detalles de conexiones viga-columna cuadrada CFT y viga- columna circular CFT se muestran en la Figuras 3.3 y 3.4, respectivamente.

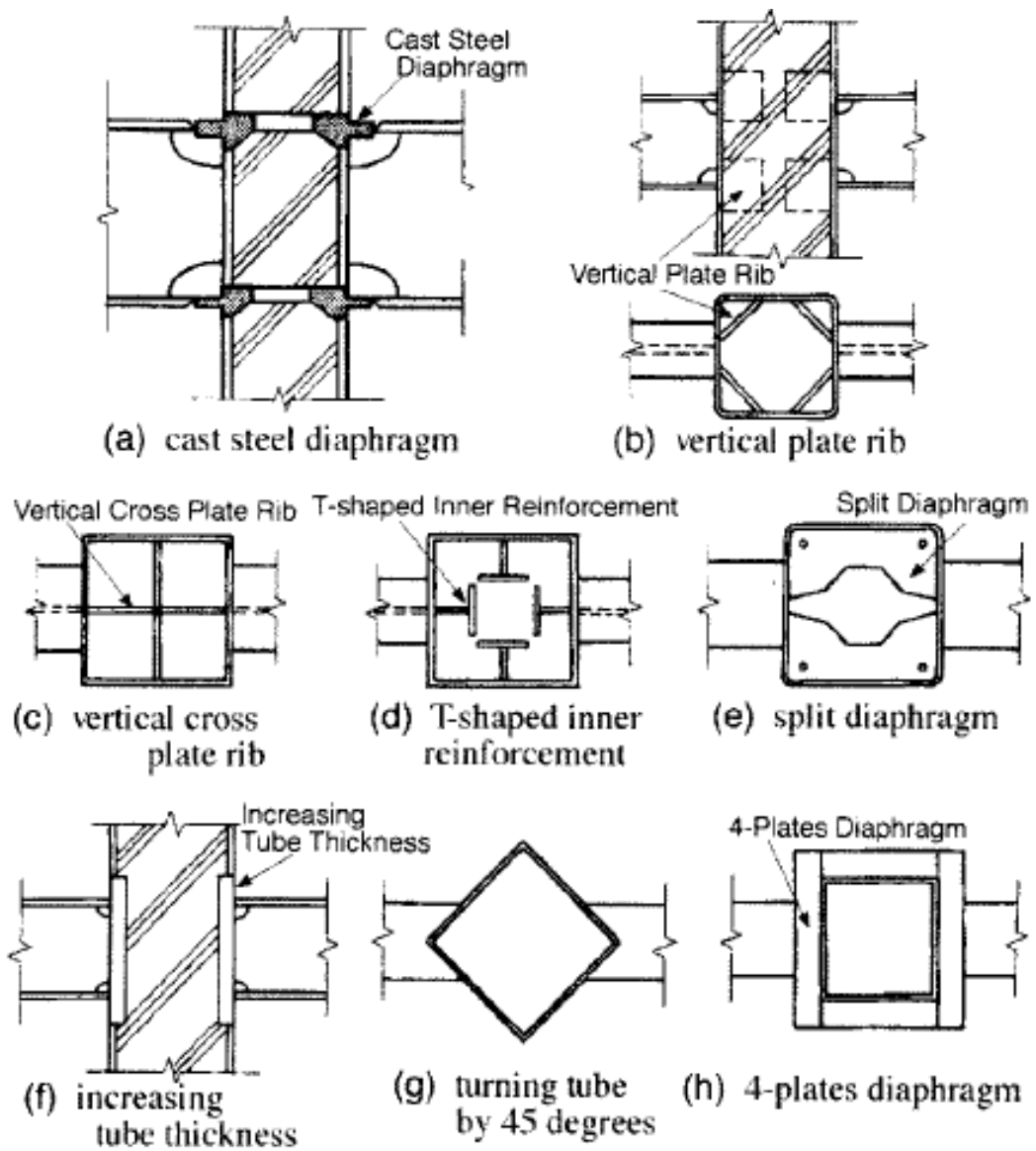


Figura 3.3 Detalles recientemente desarrollados de conexión de acero viga-columna cuadrada. [18]

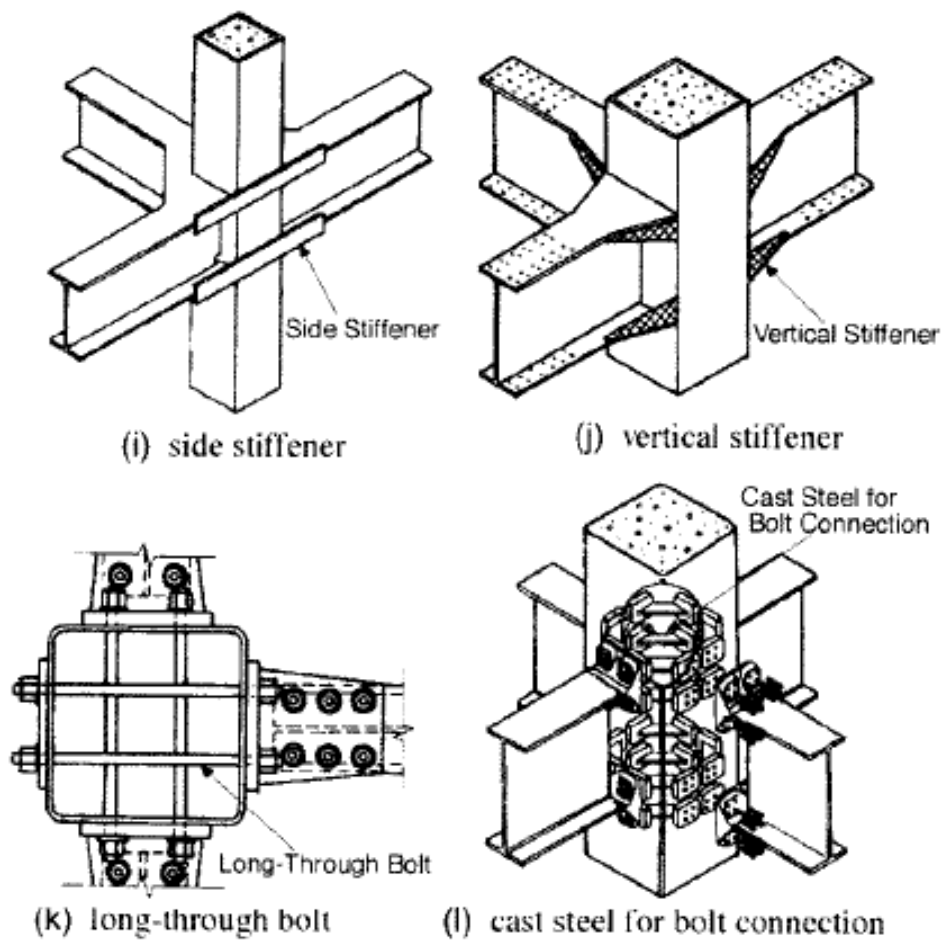


Figura 3.3 Detalles recientemente desarrollados de conexión de acero viga-columna cuadrada. [18]

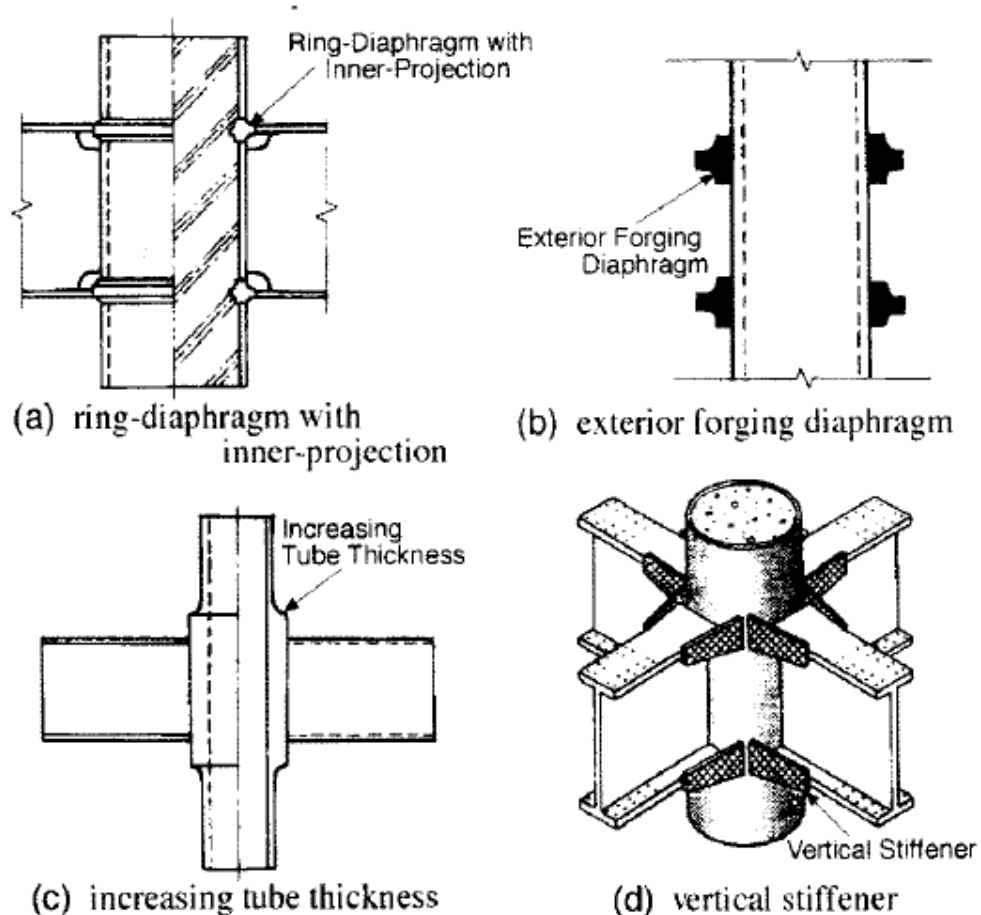


Figura 3.4 Detalles recientemente desarrollados de conexión de acero viga-columna circular. [18]

Para las conexiones viga-columna cuadrada CFT, la conexión con diafragma de acero moldeado (cast-steel-diaphragm connection detail) tiene como objetivo mejorar la productividad del relleno de hormigón, como se muestra en la figura 3.3(a). Los agujeros de los diafragmas son cónicos para evitar que se produzca una brecha entre ellos y el hormigón durante el relleno de hormigón. La conexión de placas de refuerzo vertical (vertical-plate-rib connection detail) (Miyao et al., 1990), la conexión de placas de refuerzo vertical transversal (vertical-cross-plate-rib connection detail) (Teraoka et al., 1994), y la conexión de refuerzos internos en forma de T (T-shaped-inner-reinforcement connection detail) (Sasaki et al., 2001) pretenden reforzar la flexión fuera del plano de la columna, así como mejorar la productividad del relleno de hormigón, como se muestra en las Figuras 3.3(b) , 3.3(c) y 3.3(d). Para fabricar conexiones sin cortar los tubos de acero construidos por soldadura, o los aceros de dos canales (two-channel steels), la conexión de diafragma hendido (Split-diaphragm connection detail) (Yanagi et al., 1996) concede diafragmas antes de soldar estos aceros de canales, como se muestra en la Figura 3.3(e).

Para lograr la máxima productividad en la fabricación y relleno de hormigón, es deseable no tener conexión reforzada. Sin embargo, esto es necesario desde el punto

de vista del comportamiento estructural. Esto se puede lograr aumentando el espesor del tubo de acero (Miyao et al., 1990) y girando los tubos 45 grados (Shiiba et al., 1992) como se muestra en las Figuras 3.3(f) y 3.3(g).

Entre las conexiones viga- columna cuadrada CFT con refuerzos externos, se presenta la conexión de diafragma de cuatro placas (four plate diaphragm connection) (Yoshisato et al., 1996), como se muestra en la Figura 3.3(h). Esta conexión tiene pequeños diafragmas externos para reforzar y reducir la interferencia con los materiales de acabado conectados alrededor de la columna. La conexión refuerzo lateral (side-stiffener connection detail) (Kawano et al., 1996) y la conexión de refuerzo vertical (vertical-stiffener connection detail) (Fulaimoto et al., 1997) presentan refuerzos instalados en la dirección vertical con el fin de no interferir con los materiales de acabado alrededor de la columna, como se muestra en las Figuras 3.3(i) y 3.3(j). Las conexiones apernadas que reducen la soldadura incluyen la conexión de perno pasante (long-through-bolt connection detail) (Kanatani et al., 1995) y la conexión de acero moldeado empleando con tuerca y refuerzo (cast Steel employing a nut and a reinforcement) (Fukumoto et al., 1995), como se muestra en las Figuras 3.3(k) y 3.3(l).

Entre las conexiones desarrolladas viga-columna circular CFT, se presenta la conexión por junta de diafragma (ring-diaphragm connection detail) con proyección interior (Iida et al., 1991) y una conexión con diafragma con forjado externo (exterior-forging-diaphragm connection detail) (Sakino et al., 1993), como se muestra en las Figuras 3.4(a) y 3.4(b). Este tipo de conexiones utilizan un diafragma con la forma más adecuada para mejorar el rendimiento estructural. También se considera aumentar el grosor del tubo de acero (Okamoto et al., 1994), como se muestra en la figura 3.4(c), para evitar la necesidad de conexiones de refuerzo para columnas tanto circulares como cuadradas. Para simplificar la estructura de acero, se presenta la conexión con rigidizadores verticales (vertical-stiffener connection detail) (Fukumoto et al., 2001), cuyas placas a corte soldadas no son fabricadas con curvatura, como se muestran en la Figura 3.4(d).

Comentario

Luego de analizar los diferentes tipos de conexiones resistentes a momento viga-columna podemos concluir que lo más factible para nuestro medio recae en la utilización de diafragmas externos, ya que presenta diversas ventajas durante la edificación, sin agregar inconvenientes de fabricación. Entre estas ventajas podemos mencionar que no interfiere con el vaciado del hormigón dentro de la columna como sería el caso de diafragmas internos o pasantes, además que con respecto a esta última se evita también el corte de la columna, lo que siempre conlleva cierto margen de riesgo y procesos especializados de soldadura. Por otro lado la conexión resistente a momento con diafragma externo no emplea pernos, mismos que para el caso de columnas tubulares rellenas deberían ser pernos ciegos especiales como los MUTF (Metric Ultra Twist Fastener), y estos no son de fácil obtención en nuestro medio.

3.1.2 Metodología de diseño de conexión con diafragma externo

Las uniones con diafragmas externos se han estudiado principalmente en la Universidad de Kobe. Las fórmulas de diseño de estas uniones se han incluido en las Recomendaciones del Instituto de Arquitectura de Japón desde 1980 (AIJ 1990) [22], y son aplicables tanto a columnas de perfil tubular circular como cuadrado. Los estudios realizados por Kamba et al. (1983) [23] y Tabuchi et al. (1985) [24] supusieron la base para las fórmulas de diseño. No obstante, las uniones entre columnas RHS y vigas con diafragmas externos han sido estudiadas recientemente por grupos de investigación que no pertenecen a la Universidad de Kobe (Matsui et al. 1996 [25], Ikebata et al. 1999 [26], Mitsunari et al. 2001 [27]). Esto ha ayudado, no solamente a mejorar la fiabilidad de las previsiones de diseño existentes, sino también a ampliar el campo de validez de las fórmulas. Además, Kamba ha modificado la fórmula de diseño habitual para las uniones con columnas CHS, basándose en una serie de resultados analíticos numéricos (Kamba 2001 [28]), lo que también ha ayudado a mejorar la fiabilidad de la fórmula. Las siguientes directrices para el diseño de conexiones están basadas en *Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections* [15].

Pasos de Diseño

Paso 1: Determinar el tipo de unión requerido entre las presentadas en las Figuras 3.5 y 3.6, asigne valores iniciales para el diafragma y verifique el campo de validez de los mismos.

Paso 2: Determinar la demanda a momento en la cara de la columna.

$$M_{cf} = \frac{L}{L-L_{nervio}} \alpha M_{pl} \quad (3.1)$$

$$\alpha = 1,3 \quad (3.2)$$

$$M_{pl} = C_{pr} R_y Z_{bx} f_{by} \quad (3.3)$$

$$C_{pr} = \frac{f_{by} + f_{uy}}{2f_{by}} \leq 1,2 \quad (3.4)$$

Donde:

Z_{bx} = Módulo resistente plástico de la viga.

C_{pr} = Factor de mayoración que toma en cuenta efectos de endurecimiento por deformación, esfuerzo adicional y otras condiciones de la conexión.

R_y = Factor de esfuerzo de fluencia probable (Ver Tabla 2.3)

L_{nervio} = Distancia entre el extremo del diafragma y la cara de la columna. (Figura 3.9)

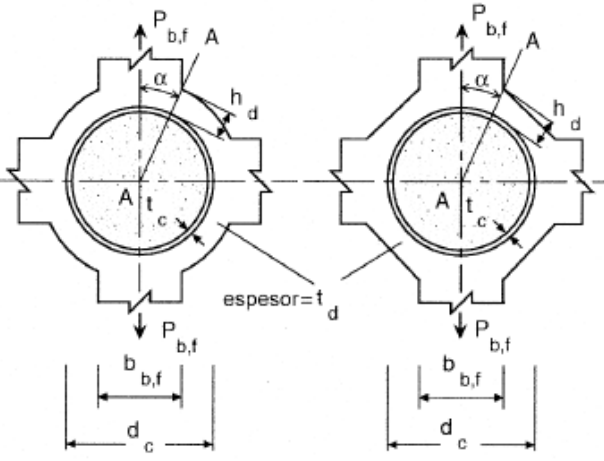
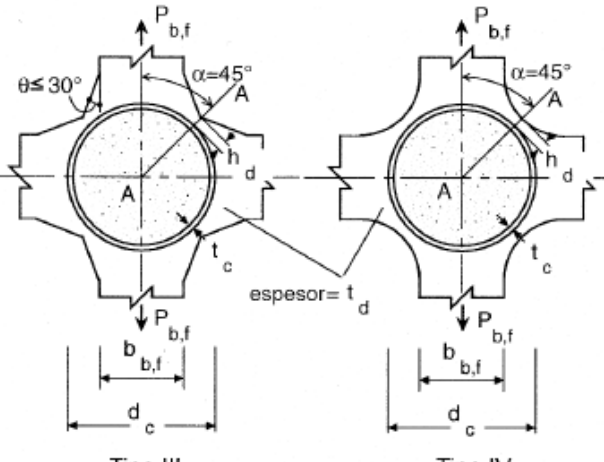
f_{by} = Límite elástico del acero de la viga.

f_{bu} = Resistencia última a la tracción de la viga.

L = Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión del momento de la viga.

α = Coeficiente de sobre resistencia.

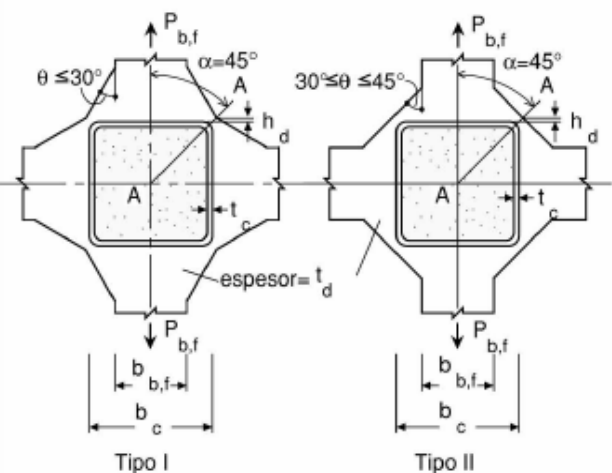
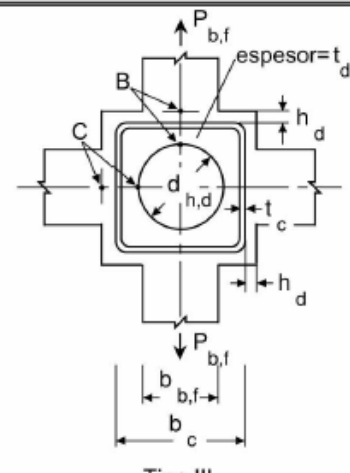
Paso 3: Determine la carga axial en el ala traccionada P_{bf}^* como se indica en las figuras 3.5 y 3.6

Forma del diafragma externo	Ecuación de la resistencia última
 <p>Tipo I</p> <p>Tipo II</p>	$P_{b,f}^* = 3,09f_1(\alpha)A_1f_{c,y} + 1,77f_2(\alpha)A_2f_{d,y} \quad (1)$ <p>en donde</p> $f_1(\alpha) = \text{sen}\alpha$ $f_2(\alpha) = \sqrt{2\text{sen}^2\alpha + 1}$ $A_1 = \left\{ (0,63 + 0,88 \cdot \frac{b_{b,f}}{d_c}) \sqrt{d_c t_c} + t_d \right\} t_c$ $A_2 = h_d t_d$ <p>Símbolos:</p> <p>$f_{c,y}$ = Límite elástico del material de la columna</p> <p>$f_{d,y}$ = Límite elástico del material del diafragma</p> <p>$P_{b,f}$ = Carga axial en ala traccionada</p> <p>α = pendiente de la sección crítica</p>
 <p>Tipo III</p> <p>Tipo IV</p>	$P_{b,f}^* = 2,19A_1f_{c,y} + 2,53A_2f_{d,y} \quad (2)$ <p>en donde</p> $A_1 = \left\{ (0,63 + 0,88 \cdot \frac{b_{b,f}}{d_c}) \sqrt{d_c t_c} + t_d \right\} t_c$ $A_2 = h_d t_d$ <p>Símbolos:</p> <p>Ver arriba.</p>
Campo de validez	
$20 \leq d_c/t_c \leq 50$	$h_d/d_c \leq 0,3$ $0,25 \leq b_{b,f}/d_c \leq 0,75$

Nota:

Símbolos: b = anchura d = diámetro h = altura t = espesor θ = pendiente del
Subíndice: b = viga c = columna d = diafragma f = ala de la viga diafragma

Figura 3.5 Ecuaciones de resistencia última para uniones con diafragmas externos a columnas circulares rellenas de hormigón. [15]

Forma del diafragma externo	Ecuación de resistencia última
 <p>Tipo I</p> <p>Tipo II</p>	<p>Unión de tipo I:</p> <p>La resistencia de cálculo es el mayor de los valores calculados en las Ecs. 1 y 2.</p> $P_{b,f}^* = 3,74 \left(\frac{t_c}{b_c} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t_d}{b_c} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^{\frac{1}{3}} b_c^2 f_{d,u} \quad (1)$ $P_{b,f}^* = 2,86(4t_c + t_d)t_c f_{c,y} + 3,30h_d t_d f_{d,y} \quad (2)$ <p>Si $f_{c,y} \geq f_{d,y}$, hacer los cálculos con $f_{c,y} = f_{d,y}$</p> <p>Unión de tipo II:</p> <p>La resistencia de cálculo viene dada por la Ec. 2.</p> <p>Símbolos:</p> <p>$f_{c,y}$ = Límite elástico del material de la columna</p> <p>$f_{d,y}$ = Límite elástico del material del diafragma</p> <p>$f_{d,u}$ = Resistencia última a tracción del material del diafragma</p> <p>$P_{b,f}$ = Carga axial en ala traccionada</p>
 <p>Tipo III</p>	<p>Unión de tipo III:</p> <p>La resistencia de cálculo es el menor de los valores calculados en las Ecs. 3 y 4.</p> $P_{b,f}^* = 1,43(b_c + 2h_d - d_{h,d})^2 \frac{b_{b,f} t_d}{d_h^2} f_{d,y} \quad (3)$ $P_{b,f}^* = 1,43(b_c + 2h_d - d_{h,d}) t_d f_{d,y} \quad (4)$ <p>Símbolos: Ver arriba.</p>
Campo de validez	
$20 \leq b_c/t_c \leq 50, \quad 0,75 \leq t_d/t_c \leq 2,0, \quad t_d \geq t_{b,f}, \quad h_d/b_c \geq 0,1 t_{b,f}/t_d \text{ (Tipo I)}, \quad h_d/b_c \geq 0,15 t_{b,f}/t_d \text{ (Tipo II)}$	

Nota:

Símbolos: b = anchura d = diámetro h = altura t = espesor θ = pendiente del diafragma

Subíndice: b = viga c = columna d = diafragma f = ala de la viga h = orificio

Figura 3.6 Ecuaciones de resistencia última para uniones con diafragmas externos y pasantes a columnas cuadradas rellenas de hormigón [15]

Paso 4: Determinar el momento último soportado por las soldaduras de conexión entre las alas de la viga y los diafragmas.

$$M_{bfu} = P_{bf}^* (h_b - t_{bf}) \quad (3.5)$$

Paso 5: Determinar el momento último soportado por las soldaduras del alma.

$$M_{bwu} = m Z_{plbwn} f_{by} \quad (3.6)$$

$$m = \frac{4t_c}{d_j} \sqrt{\frac{b_j f_{cy}}{t_{bw} f_{by}}} \quad (3.7)$$

$$b_j = b_c - 2t_c \quad (3.8)$$

$$d_j = h_b - 2t_d \quad (3.9)$$

Para vigas con perfil “I”

$$Z_{plbwn} = \frac{t_{bw} (h_b - 2t_{bf})^2}{4} \quad (3.10)$$

Para vigas con perfil Tubular

$$Z_{plbwn} = \frac{t_{bw} (h_b - 2t_{bf})^2}{2} \quad (3.11)$$

Donde:

Z_{plbwn} = Módulo plástico resistente del área neta del alma de la viga

m = Capacidad resistente a momento adimensional de la soldadura de conexión del alma.

b_j, d_j = Representan la anchura y el canto de la cara del panel del alma de la columna en donde el alma de la viga esta soldada.

f_{cy} = Límite elástico del acero de la columna.

Paso 6: Verificar la resistencia última a la flexión de la unión en la cara de la columna.

$$M_{jcf}^* \geq M_{cf} \quad (3.12)$$

$$M_{jcf}^* = M_{bfu} + M_{bwu} \quad (3.13)$$

Paso 7: Diseñar las soldaduras del alma de la viga, mismas que deben resistir el cortante producido en la cara de la columna que viene determinado por la siguiente ecuación.

$$V_{bws} = V_g + \frac{M_{cf}}{L} \quad (3.14)$$

Donde:

V_g = Cortante producido por las cargas de gravedad

Paso 8: Diseñar las soldadura de las alas de la viga, misma que debe ser capaz de resistir la capacidad máxima de la viga expresada en la siguiente ecuación.

$$V_{bfs} = \frac{M_{cf}}{(h_b - t_{bf})} \quad (3.15)$$

Paso 9: Verificar la resistencia a cortante del panel del alma.

$$V_{cw}^* \geq V_{cw} \quad (3.16)$$

$$V_{cw} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{(h_b - t_{bf})} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (3.17)$$

$$V_{cw}^* = 1,2 \left(A_{cp} \frac{\beta f'_c}{10} + A_{cw} \frac{f_{cy}}{\sqrt{3}} \right) \quad (3.18)$$

$$\beta = 2,5 \frac{h_{cw} - 2t_{cw}}{h_b - 2t_d} \leq 4 \quad (3.19)$$

Donde:

A_{cp} = Área transversal del panel de hormigón (ver Figura 3.7).

A_{cw} = Área transversal del panel de la columna (ver Figura 3.8).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón de la columna.

β = Relación entre el canto y la altura del panel de hormigón.

t_d = Espesor del diafragma.

t_{cw} = Espesor de la pared de la columna

$M_{b1}, M_{b2}, V_{c1}, V_{c2}$ = Momentos flectores para las vigas de los lados derecho e izquierdo y los esfuerzos cortantes de las columnas en las partes inferior y superior respectivamente, (ver Figura 3.8).

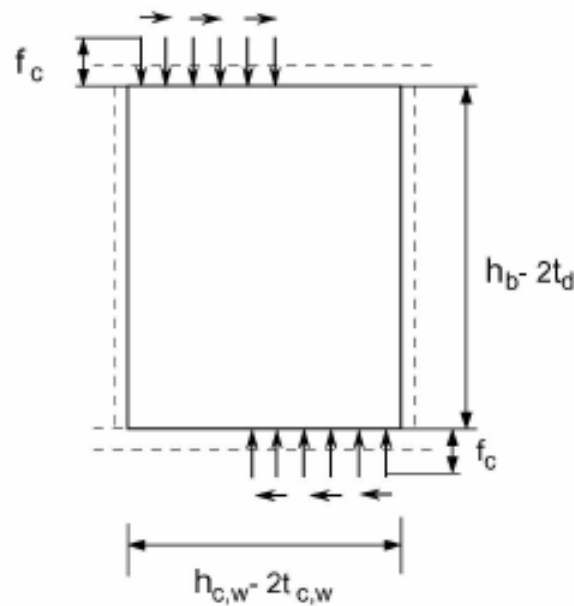


Figura 3.7 Esfuerzos en el panel de hormigón [15]

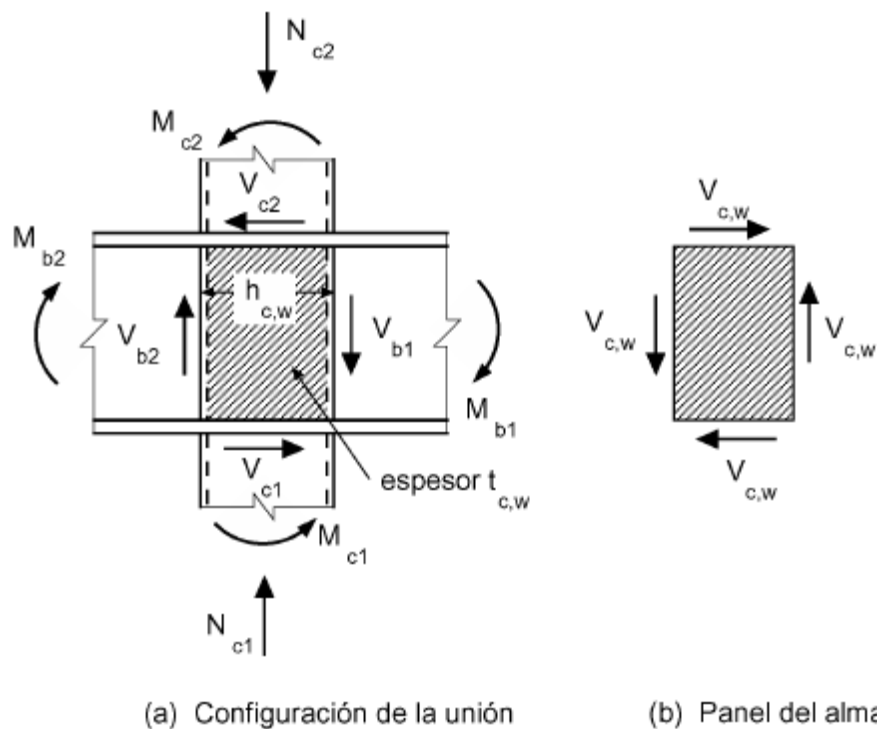


Figura 3.8 Panel del alma de la columna enmarcado por alas y rigidizadores [15]

Las previsiones de diseño del AIJ [22] recomienda utilizar uniones soldadas de penetración completa (CJP) en los vértices de la columna para fabricar un diafragma externo continuo (ver Figura 3.9). Las previsiones de diseño del AIJ también recomiendan que se utilicen uniones soldadas a tope de penetración completa entre el diafragma externo y la cara de la columna. De acuerdo con *Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections* [15] en los ensayos realizados, el pandeo local de los elementos planos controla siempre la carga última de las uniones entre alas comprimidas y columnas rellenas de hormigón. En dichos ensayos no se

observó ningún daño en las soldaduras de conexión ni en el hormigón. Por ello, las uniones entre alas comprimidas y columnas rellenas de hormigón no se consideran críticas, y no se desarrolla ninguna fórmula para ellas.

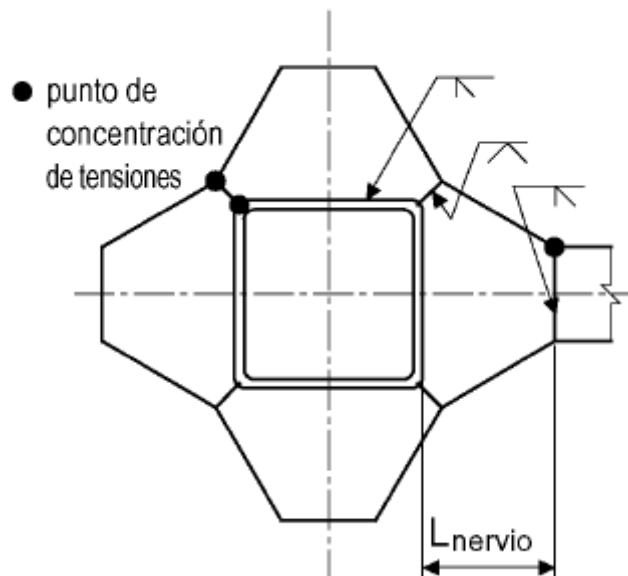


Figura 3.9 Recomendaciones de AIJ de soldadura para uniones viga-columna con diafragmas externos [15]

3.1.3 Diseño de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. Conexión 1.

El presente diseño sigue las directrices planteadas en la *sección 3.1.2 Metodología de diseño de conexión con diafragma externo*. Las dimensiones de vigas y columnas corresponden a un edificio de seis pisos con luces de siete metros y una altura de entre piso de tres metros. Las solicitaciones de carga responden a un edificio convencional de oficinas cimentado en suelo tipo D en la ciudad de Cuenca, Ecuador según las recomendaciones del NEC 2013.

Las propiedades de los elementos de la conexión 1, se presentan en las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3 donde se muestran las dimensiones, los esfuerzos límite y los factores de mayoración considerados en el diseño de viga de perfil tubular, la columna tubular compuesta y el diafragma, respectivamente.

Tabla 3.1 Propiedades de la viga. Conexión 1

Propiedades de la viga	
Peralte h_b	420 mm
Ancho b_{bf}	200 mm
Espesor t_b	20 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²
C_{pr}	1.20
R_y	1.30
Longitud L	3200 mm
Z_x	3 044 000 mm ³

Tabla 3.2 Propiedades de la columna. Conexión 1.

Propiedades de la columna	
Peralte h_{cw}	400 mm
Espesor t_{cw}	20 mm
Ancho b_c	400 mm
Longitud L	3000 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

Tabla 3.3 Propiedades del diafragma. Conexión 1.

Propiedades del diafragma	
Longitud del nervio	450 mm
Espesor t_d	22 mm
Longitud h_d	175 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

La Figura 3.10 presenta la curva de interacción carga axial - momento flector de la columna, la cual se basa en la metodología de diseño según la *Guía de Diseño 5 para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*. BERGMANN, R., MATSUI, C., MEINSMA, C., DUTTA, D. Alemania, 1998. El punto rojo en la figura indica la sollicitación de la columna obtenida de las combinaciones de carga.

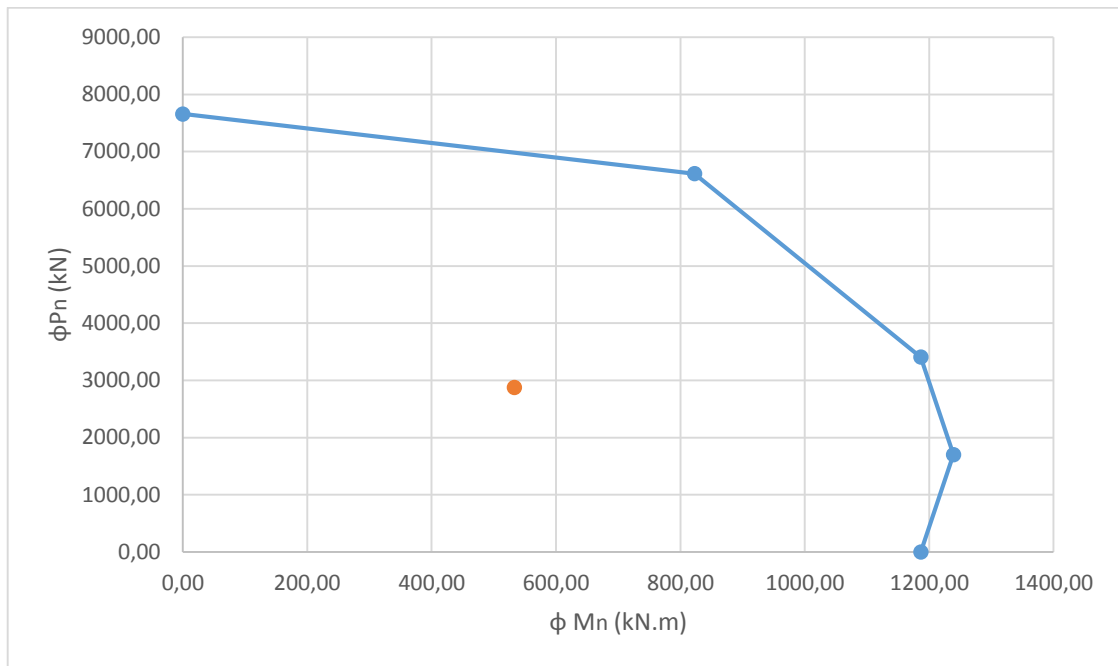


Figura 3.10 Diagrama de interacción de la columna. Conexión 1.

En las figuras 3.11 y 3.12 se presenta el detalle general de la conexión viga tubular-columna tubular compuesta, con diafragma externo, tanto en vista frontal como en planta.

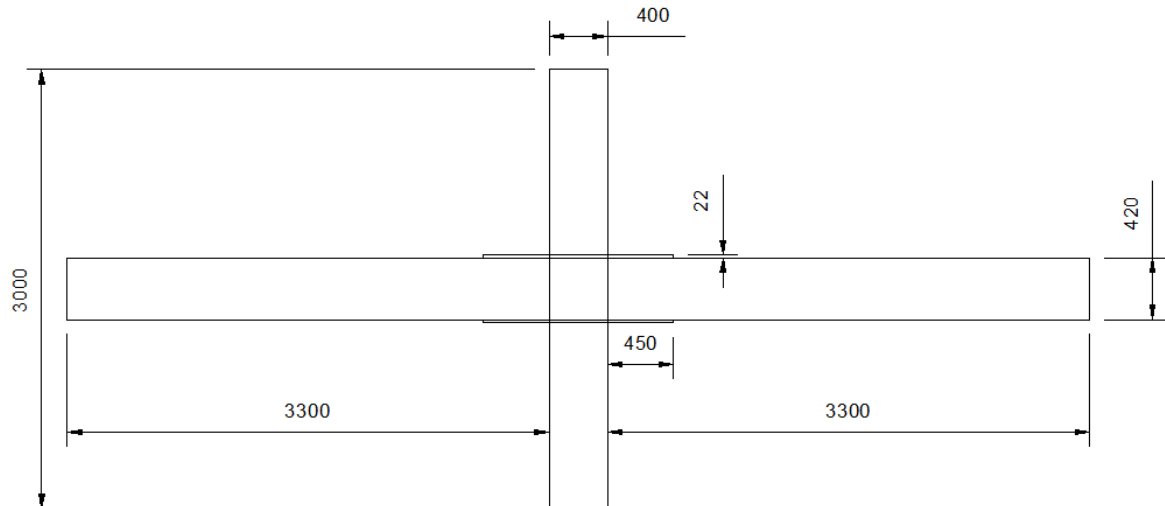


Figura 3.11 Vista frontal de la conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en *mm*)

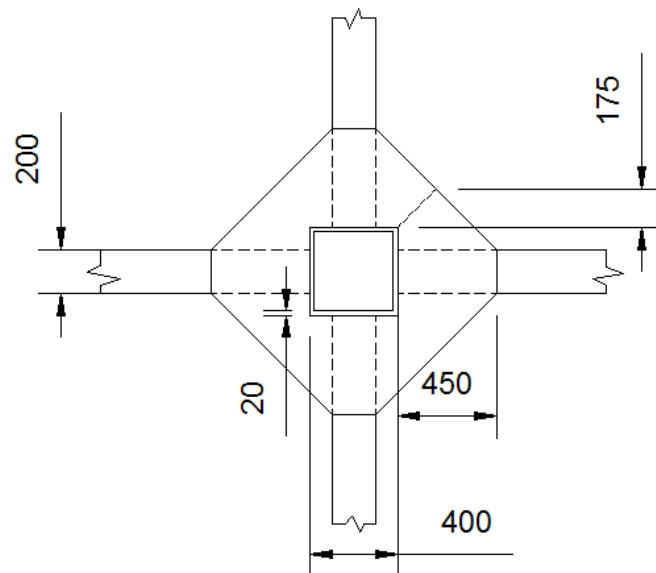


Figura 3.12 Vista en planta de la conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en *mm*)

Tablas de Resultados

En la Tabla 3.4, se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión en la cara de la columna, donde se observa que la demanda a flexión es menor a la resistencia, lo cual indica que las dimensiones del diafragma de la Tabla 3.3 son satisfactorias.

Tabla 3.4 Flexión en la cara de la columna. Conexión 1.

Flexión en la cara de la columna	
Demanda	
M_{pl}	1178.61 kN.m
M_{cf}	1782.92 kN.m
Resistencia	
$P_{bf} *$	4601.48 kN
Z_{plbwn}	1444000 mm ³
M_{bwu}	228.77 kN.m
M_{bfu}	1840.6 kN.m
$M_{jcf} *$	2069.36 kN.m

En las tablas 3.5 y 3.6 se muestran los resultados del diseño de las soldaduras en el alma y en el ala de la viga, respectivamente. Estos diseños se basaron en el capítulo J de las especificaciones del AISC 360-10. En ambos casos, la capacidad supera el valor de la demanda.

Tabla 3.5 Cortante en el alma de la viga. Conexión 1.

Cortante en el alma de la viga	
Demanda	
V_g	164.67 kN
V_{ws}	360.92 kN
Capacidad de la soldadura	
Pie	18 mm
Longitud	340 mm
ϕR_n	940.58 kN

Tabla 3.6 Soldadura en el ala de la viga. Conexión 1.

Soldadura en el ala de la viga	
Demanda	
V_{fs}	2946.53 kN
Soldadura longitudinal	
Pie	18 mm
Longitud	900 mm
ϕR_1	2489.77 kN
Soldadura transversal	
Pie	18 mm
Longitud	200 mm
ϕR_2	553.28 kN
Capacidad	
ϕR_n	3043.06 kN

En la Tabla 3.7, se presentan los resultados obtenidos del diseño a cortante en la zona de panel de la columna, donde se observa que la demanda a cortante es menor a la resistencia, lo cual indica que las dimensiones de la viga y la columna de las Tablas 3.1 y 3.2, respectivamente, son satisfactorias.

Tabla 3.7 Cortante en el panel de la columna. Conexión 1.

Cortante en el panel de la columna	
Resistencia	
β	2.39
A_{cp}	135360 mm ²
A_{cw}	150400 mm ²
$V_{cw} *$	27417.68 kN
Demanda	
M_{b1}	1178.61 kN.m
M_{b2}	1178.61 kN.m
V_{c1}	284.18 kN
V_{c2}	265.26 kN
V_{cw}	5618.34 kN

3.1.4 Diseño de conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. Conexión 2.

El presente diseño sigue las directrices planteadas en la *sección 3.1.2 Metodología de diseño de conexión con diafragma externo*. Las dimensiones de vigas y columnas corresponden a un edificio de seis pisos con luces de siete metros y una altura de entre piso de tres metros. Las solicitaciones de carga responden a un edificio convencional de oficinas cimentado en suelo tipo D en la ciudad de Cuenca, Ecuador según las recomendaciones del NEC 2013.

Las propiedades de los elementos de la conexión 2, se presentan en las Tablas 3.8, 3.9 y 3.10 donde se muestran las dimensiones, los esfuerzos límite y los factores de mayoración considerados en el diseño de la viga I, la columna tubular compuesta y el diafragma, respectivamente.

Tabla 3.8 Propiedades de la viga. Conexión 2

Propiedades de la viga	
Peralte h_b	500 mm
Ancho b_{bf}	250 mm
Espesor t_{bf}	20 mm
Espesor t_{bw}	12 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²
C_{pr}	1.20
R_y	1.30
Longitud L	3200 mm
Z_x	3 034 800 mm ³

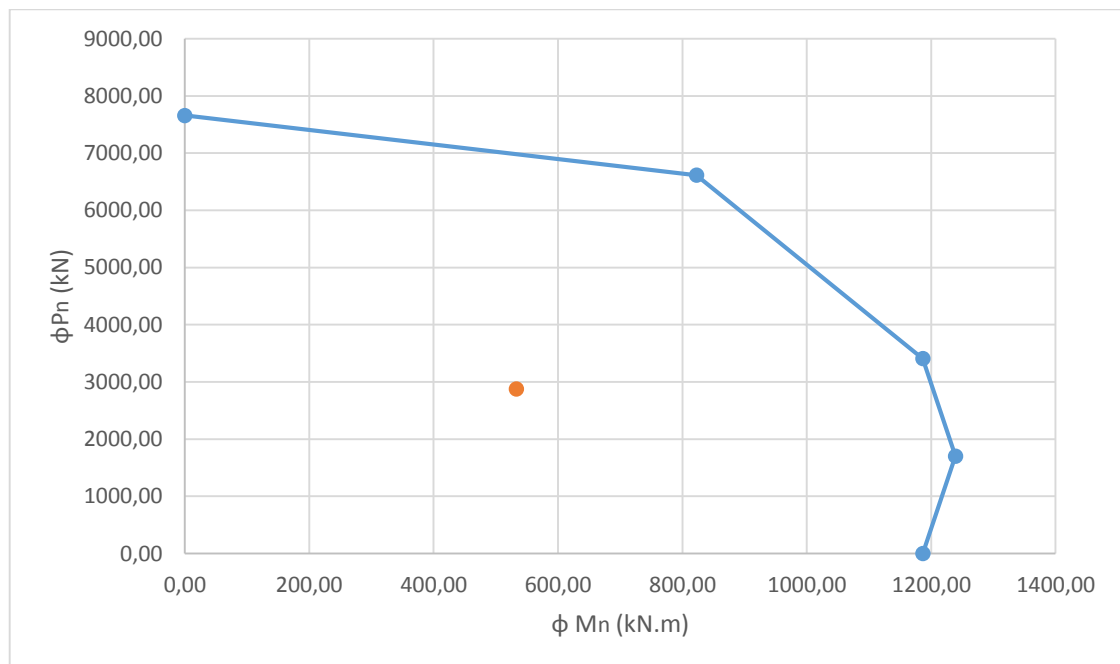
Tabla 3.9 Propiedades de la columna. Conexión 2.

Propiedades de la columna	
Peralte h_{cw}	400 mm
Espesor t_{cw}	20 mm
Ancho b_c	400 mm
Longitud L	3000 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

Tabla 3.10 Propiedades del diafragma. Conexión 2.

Propiedades del diafragma	
Longitud del nervio	300 mm
Espesor t_d	22 mm
Longitud h_d	112.5 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

La Figura 3.13 presenta la curva de interacción carga axial - momento flector de la columna, la cual se basa en la metodología de diseño según la *Guía de Diseño 5 para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*. BERGMANN, R., MATSUI, C., MEINSMA, C., DUTTA, D. Alemania, 1998. El punto rojo en la figura indica la sollicitación de la columna obtenida de las combinaciones de carga.

**Figura 3.13** Diagrama de interacción de la columna. Conexión 2.

En las figuras 3.14 y 3.15 se presenta el detalle general de la conexión viga I- columna tubular compuesta, con diafragma externo, tanto en vista frontal como en planta.

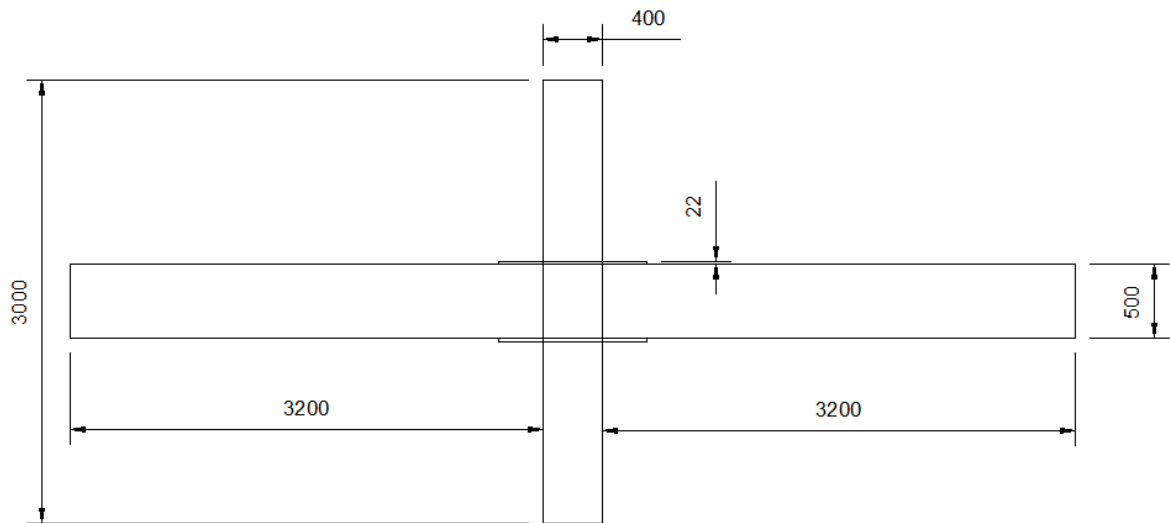


Figura 3.14 Vista frontal de la conexión viga I-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en *mm*)

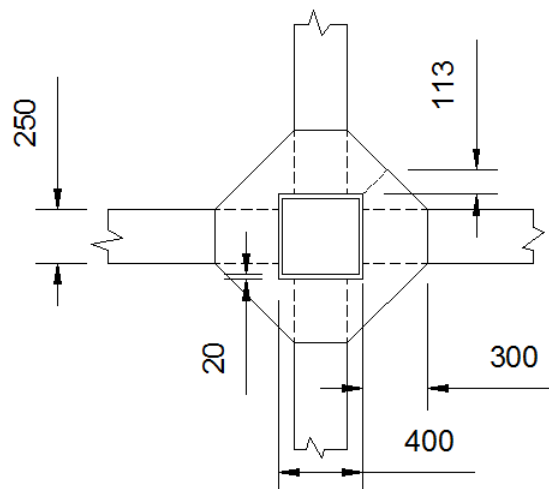


Figura 3.15 Vista en planta de la conexión viga I-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo. (Dimensiones en *mm*)

Tablas de Resultados

En la Tabla 3.11, se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión en la cara de la columna, donde se observa que la demanda a flexión es menor a la resistencia, lo cual indica que las dimensiones del diafragma de la Tabla 3.10 son satisfactorias.

Tabla 3.11 Flexión en la cara de la columna. Conexión 2.

Flexión en la cara de la columna	
Demanda	
M_{pl}	1175.05 kN.m
M_{cf}	1685.59 kN.m
Resistencia	
$P_{bf} *$	3475.27 kN
Z_{plbwn}	1 058 000 mm ³
M_{bww}	252.33 kN.m
M_{bfu}	1668.13 kN.m
$M_{jcf} *$	1920.46 kN.m

En las tablas 3.12 y 3.13 se muestran los resultados del diseño de las soldaduras en el alma y en el ala de la viga, respectivamente. Estos diseños se basaron en el capítulo J de las especificaciones del AISC 360-10. En ambos casos, la capacidad supera el valor de la demanda.

Tabla 3.12 Cortante en el alma de la viga. Conexión 2.

Cortante en el alma de la viga	
Demanda	
V_g	159.01 kN
V_{ws}	334.90 kN
Capacidad de la soldadura	
Pie	10 mm
Longitud	400 mm
ϕR_n	614.76 kN

Tabla 3.13 Soldadura en el ala de la viga. Conexión 2.

Soldadura en el ala de la viga	
Demanda	
V_{fs}	2448.02 kN
Soldadura longitudinal	
Pie	18 mm
Longitud	600 mm
ϕR_1	1659.85 kN
Soldadura transversal	
Pie	18 mm
Longitud	250 mm
ϕR_2	691.60 kN
Capacidad	
ϕR_n	2448.28 kN

En la Tabla 3.14, se presentan los resultados obtenidos del diseño a cortante en la zona de panel de la columna, donde se observa que la demanda a cortante es menor a la resistencia, lo cual indica que las dimensiones de la viga y la columna de las Tablas 3.8 y 3.9, respectivamente, son satisfactorias.

Tabla 3.14 Cortante en el panel de la columna. Conexión 2.

Cortante en el panel de la columna	
Resistencia	
β	1.97
A_{cp}	164160 mm ²
A_{cw}	182400 mm ²
$V_{cw} *$	32920.34 kN
Demanda	
M_{b1}	1175.05 kN.m
M_{b2}	1175.05 kN.m
V_{c1}	284.49 kN
V_{c2}	266.31 kN
V_{cw}	4620.64 kN

3.2 Conexiones rígidas columna a cimentación

3.2.1 Conexiones existentes

a) Diseño de placas base cargadas axialmente

Placa base para columnas tubulares y cilíndricas cargadas axialmente

La sección crítica utilizada para determinar el espesor de la placa debe basarse en 0,95 veces la dimensión de la columna exterior para tubos rectangulares y 0,80 veces la dimensión exterior para tubos redondos. Estos valores corresponden a los empleados para las columnas de ala ancha y se han elegido conservadoramente para la aproximación de las secciones críticas para la flexión. Para las placas de carga ligera, el procedimiento conservativo del Manual LRFD (AISC 1986) se puede aplicar tanto para columna rectangulares como circulares. El área interior en la zona cerrada por los perfiles rectangular y circular es más rígida que la que existente entre las alas de una columna de ala ancha. La dimensión c , que se utiliza en la determinación del espesor de la placa a continuación, se basa en el área de soporte A_H . (Ver Figura 3.16).

La dimensión c viene dada por:

$$c = 0,25[h_c + b_{fc} - \sqrt{(h_c + b_{fc})^2 - 4A_H}] \quad (3.20)$$

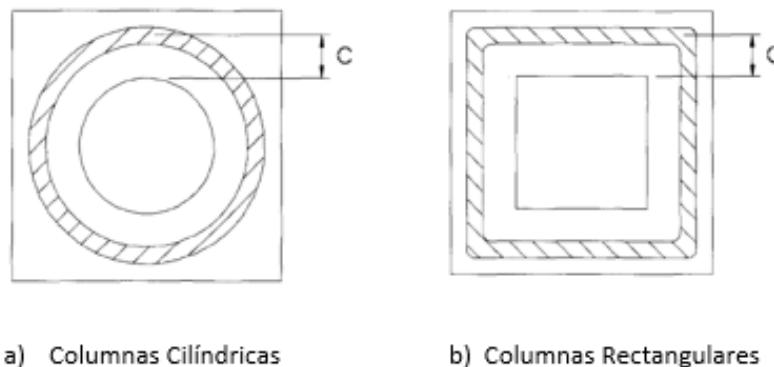


Figura 3.16 Brazo de Apoyo para columnas de carga ligera. [16]

Placas base para grandes cargas

Para bases de columnas sujetas a cargas más pesadas, los espesores de la placa pueden llegar a ser excesivos. Una alternativa es unir soportes a la columna como se muestra en la Figura 3.17a. (Blodgett 1966), Estos soportes actúan con la placa para resistir la flexión. La placa se diseña como una viga continua perpendicular a los

soportes, con apoyos en los centros de los dos soportes, como se muestran en la Figura 3.17b. Los soportes están dimensionados según la porción de la placa entre las caras exteriores de los soportes para resistir la flexión y cizallamiento. Un ejemplo de diseño completo está dado por Blodgett (1966).

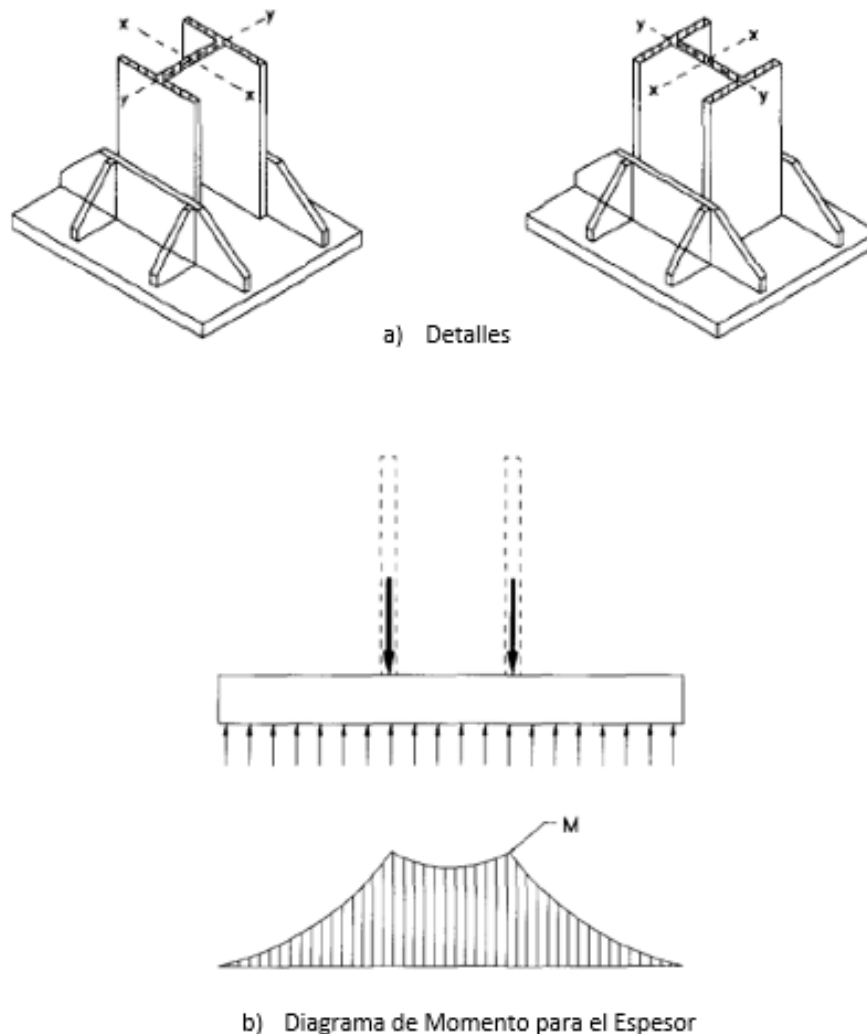


Figura 3.17 Columna con refuerzo [16]

Para cargas extremadamente pesadas, la fuerza puede ser distribuida por un enrejado (AISC 1984), como se muestra en la Figura 3.18. El enrejado se compone de una o más capas de vigas muy próximas entre sí, por lo general perfiles “S” a causa de sus almas más gruesas, todo el enrejado es entonces encerrado en la base de hormigón. La placa entonces descansa sobre las vigas de acero, con un aumento resultante en la presión de apoyo última. No existen directrices disponibles para los esfuerzos de apoyo permisibles, aunque como una estimación conservadora, el ingeniero puede asumir que toda la carga se transfiere de la placa a las vigas, dejando de lado el hormigón. El diseño de la placa se basa en la distribución de la carga sobre las almas de las vigas, basado en la tensión de carga admisible para el acero del AISC. La carga

en la base del enrejado mostrado a continuación, puede ser asumida como una carga uniformemente distribuida.

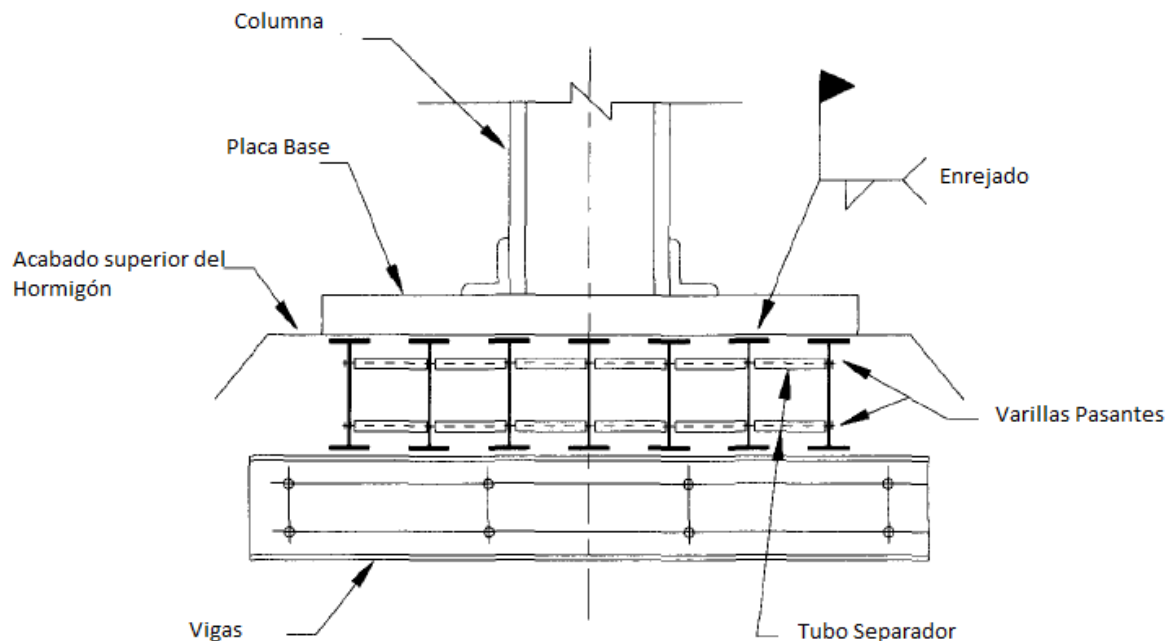


Figura 3.18 Entramado de cimentación [16]

Detalles de las placas base

Detalles típicos para placas base cargadas axialmente se muestran en el Manual AISC ASD (1989a) y de Ingeniería para la Construcción de Acero (AISC 1984). Para cargas más pequeñas, las placas se sueldan por lo general a la base de la columna en el taller, mientras que para cargas más grandes, las placas se envían al campo por separado. La preparación de la superficie se rige por la Sección M2.8 en la Especificación ASD (1989). La Sección M4.1 en las Especificaciones ASD y M4.1 en la Especificación LRFD, especifican que las placas deben fijarse en el correcto nivel de la elevación, con un soporte completo en la fundación. El procedimiento normal es mantener la parte superior de la zapata de hormigón bruto de 1 pulgada o menos por debajo de la parte inferior de la placa de base. Luego una lechada de cemento es colocada bajo la placa, esto permite el ajuste de campo.

Normalmente cuatro pernos de anclaje y un espesor mínimo (valores de 0,50 a 0,75 pulgadas han sido sugeridas) se han utilizado para las placas de base concéntricamente cargados para proporcionar estabilidad contra el vuelco de la columna durante la erección. Para el diseño de los pernos de anclaje se aplicarán las disposiciones de resistencia enunciados en la sección sobre el diseño de los pernos

de anclaje y serán evaluados por el constructor para las cargas de construcción estimadas y condiciones de trabajo. DeWolf y Sarisley (1978a, 1978b, 1982) han demostrado que la capacidad de soporte de la carga de rotura se reduce cuando el pedestal de hormigón tiene una profundidad mayor que las dimensiones en planta. Esto se basa en pruebas con muestras no reforzadas; todas las pruebas utilizadas para el desarrollo de la carga admisible destacan en el Código ACI (1983) y la Especificación AISC (1989). Cuando la profundidad es grande, el hormigón no está restringido para el movimiento lateral en la proximidad del vértice de la pirámide que se forma en el fracaso. Para los cubos de hormigón, la unión a la base de la máquina de ensayo proporciona el confinamiento necesario. DeWolf (1982) ha recomendado que para profundidades mayores que las dimensiones del planta, el pedestal debe reforzarse como si se tratase de una columna. Un mínimo de cuatro barras se debe colocar en las esquinas del pedestal. Los tirantes deben comenzar justo debajo de la placa base, sujeto a la cobertura mínima requerida. Este refuerzo se debe utilizar en todos los pedestales, independientemente de la altura.

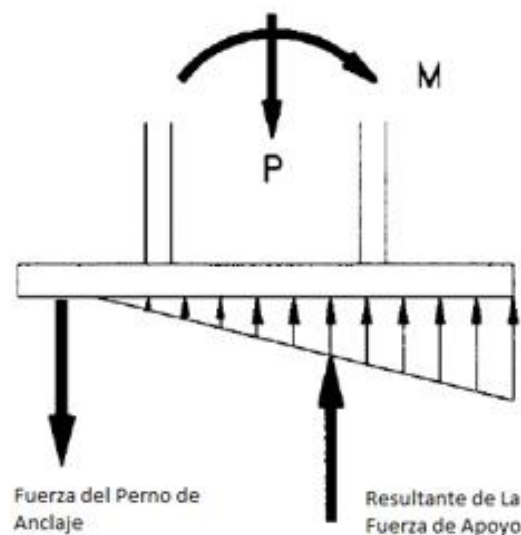
b) Diseño de placas base resistentes a momentos

Existen dos enfoques generales para el diseño de placas base sujeto a una carga axial más un momento. Una se basa en el comportamiento elástico y la otra se basa en las cargas de colapso. La primera es generalmente tratada en textos y referencias de diseño que se ocupan de las placas base sujetas a momentos mientras que el segundo ha sido mencionado en los textos como un medio para determinar el factor real de la seguridad contra el colapso.

Sólo dos conjuntos de pruebas se han llevado a cabo para placas de base sujeto a momentos y cargas axiales, aquellos por DeWolf y Sarisley (1978b, 1980) y los de Thambiratnam y Paramasivan (1986). DeWolf y Sarisley compararon sus datos experimentales para ambos enfoques, y concluyeron que, podrían utilizarse satisfactoriamente en el diseño de su limitada gama de pruebas. Thambiratnam y Paramasivan compararon sus pruebas sólo para el enfoque elástico. Los espesores de sus placas eran sustancialmente más pequeñas que los requeridos por el enfoque elástico no obstante, sus espesores eran iguales o inferiores a dos tercios del espesor requerido. Por consiguiente el fracaso en general se produjo por la flexión en la placa, con relativamente pequeños factores de seguridad. Ambos enfoques se basan en una supuesta dimensión de la placa y luego se realizan suposiciones sobre la magnitud y la distribución del esfuerzo de apoyo en la cimentación de hormigón y la tensión o fuerza en los pernos de anclaje. Se asume generalmente que el hormigón y el perno de anclaje alcanzan el fallo al mismo tiempo, aunque en la realidad esto no puede ser cierto. En este momento, hay pautas suficientes para determinar que estas suposiciones son correctas y, en consecuencia, es necesario que el diseñador sea consciente del comportamiento general. Mientras que el enfoque de la resistencia final es más consistente con la tendencia al diseño de estado límite, sin embargo es necesaria más evidencia experimental antes de que pueda ser aplicado para diseñar. Como un ejemplo, DeWolf y Sarisley (1978b, 1980) han demostrado que el efecto de

confinamiento aumenta el esfuerzo de apoyo más allá de lo que se muestra en los textos, aunque para tener esto en cuenta adecuadamente, se deben desarrollar datos de prueba. También se ha demostrado que si la placa es demasiado gruesa, el fracaso real puede ser por el apoyo en el borde de la placa de compresión, causada por la rotación de la placa en el extremo. Así, en lo siguiente, se supondrá un comportamiento elástico, y el diseño se basará en la determinación de las tensiones de diseño o la carga de trabajo para que no superen los valores determinados a partir de una especificación adecuada.

Hay tres variaciones diferentes del método elástico. Uno consiste en la suposición de que la distribución de los esfuerzos de apoyo a la compresión resultante en la base de hormigón está directamente bajo el ala de compresión de columna (Blodgett 1966, Salmon y Johnson 1980), esto se muestra en la Figura 3.19a. El área de soporte resultante es generalmente grande, y puede extenderse hasta la proximidad del perno de anclaje, si esto ocurre, es poco probable que el perno de anclaje sea eficaz; este método es limitado y no ampliamente aplicable.



a) Resultante de la Fuerza de Apoyo a Compresión bajo el Ala de la Columna

Figura 3.19 a Análisis elástico para Momento Máximo con Carga Axial [16]

La segunda variación implica la hipótesis de que la unión entre la placa y las secciones de hormigón en el plano de cimentación permanecen planas (Blodgett 1966, McGuire 1968). La distribución de la deformación se muestra en la Figura 3.19 c. La distribución de la deformación es lineal, y el resultado es que la tensión en el perno de anclaje depende de la distribución de la deformación en la zona de apoyo. Esto no es coherente con el comportamiento real, ya que no hay razón para suponer que la placa y el hormigón se mantienen en contacto por todas partes y que la deformación vertical de la placa es lineal en el lado de tensión.

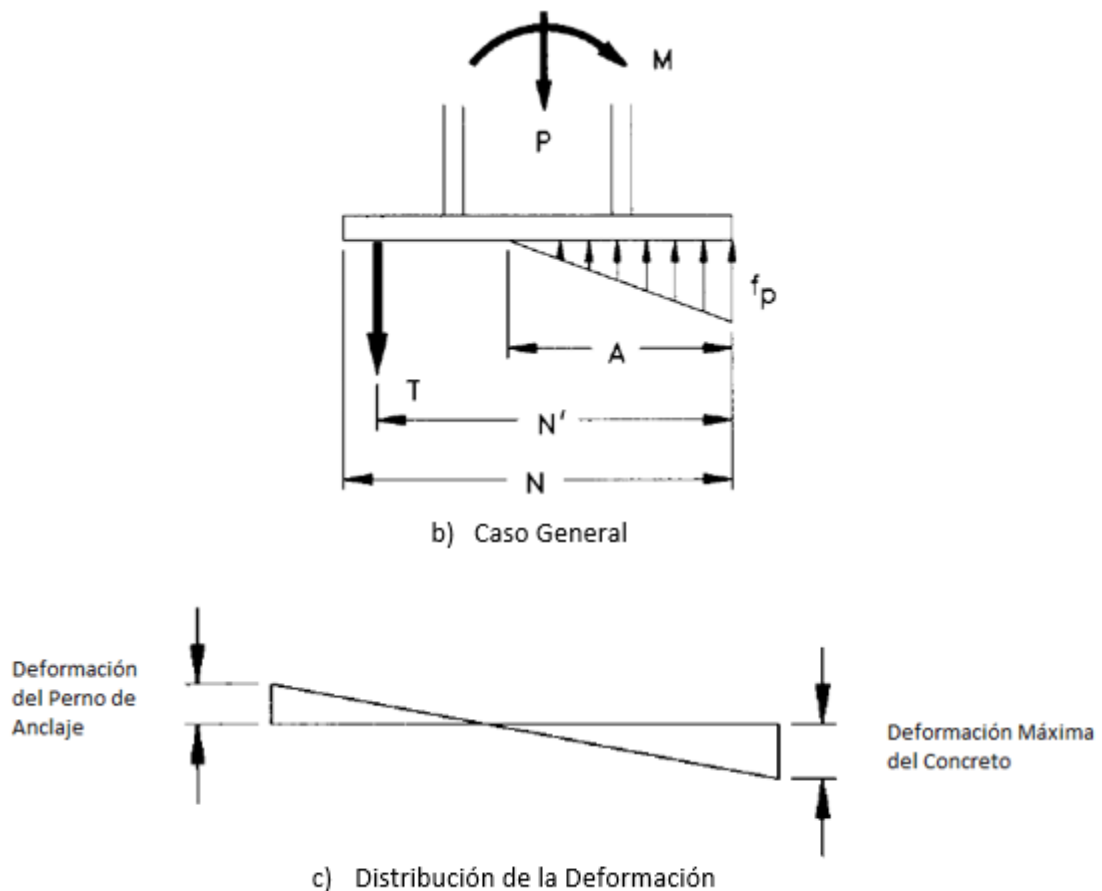


Figura 3.19b y c Análisis elástico para Momento Máximo con Carga Axial [16]

La tercera variación consiste en adoptar un comportamiento más real entre la placa base y el hormigón, es decir, que las secciones planas no permanecen planas; de esta manera la fuerza en el perno y el esfuerzo de soporte en el hormigón son independientes. (Ballio y Mazzolani 1983, DeWolf y Sarisley 1978a, 1978b; Gaylord y Gaylord 1972; Maitra 1978; 1978a; Thambiratnam y Paramaivam 1986). La distribución de la tensión elástica lineal asumida se muestra en la Figura 3.19b. DeWolf y Sarisley (1978b, 1980) fueron capaces de obtener buenos resultados cuando se comparó este método con pruebas de laboratorio.

El diseño está relacionado con la excentricidad e equivalente, igual al momento M dividido por la fuerza axial P . El momento y la fuerza axial son entonces reemplazados por una fuerza axial equivalente a una distancia e del centro de la columna. Para las pequeñas excentricidades, la fuerza axial equivalente se opone a la resistencia solamente por el apoyo mientras que para excentricidades más grandes, es necesario utilizar un perno de anclaje. Es necesario pre-dimensionar la placa para determinar si se necesita un perno de anclaje.

c) Solicitaciones de la placa base

El apartado 5.2.6.5 *Base de columnas* del NEC-13 estipula que la sollicitación a flexión requerida por la placa base se puede obtener usando las combinaciones de carga especificadas en el *Capítulo 1. Cargas y Materiales* del NEC-13, incluyendo el factor de sobre resistencia. Tomando en cuenta lo mencionado, según el análisis para las conexiones 3 y 4, el momento crítico presente en la estructura corresponde a $M_u = 0,5 \phi M_n$ del diagrama de interacción de la columna.

La resistencia axial requerida en la base de la columna se obtiene de las cargas y combinaciones especificadas en el Capítulo 1 del NEC-13. Es así que la sollicitación de carga axial en las conexiones 3 y 4 corresponden a un $0,25 \phi P_n$ del diafragma de interacción de la columna.

También se estipula que la demanda a cortante en la placa base, puede determinarse por medio de $2 M_u/H$, siendo H la altura del entre piso, la cual puede tomarse como la distancia centro a centro entre vigas de piso o la distancia medida a partir de la parte superior de las losas.

3.2.2 Teoría de las Líneas de fluencia

Cuando en la placa base se adjuntan elementos rigidizadores, el análisis por flexión de ésta, ya no es un problema tan simple, debiendo analizarse los diferentes segmentos de la placa base, según sus situaciones de apoyo y cargas a las que se encuentran sometidos. Un método de análisis muy bien fundamentado, consiste en analizar el colapso de los segmentos de la placa por medio de líneas de fluencia, específicamente aplicando el método del trabajo virtual en éstas. A continuación se presenta una descripción en general de éste análisis, mismo que se empleará en la conexión 4.

El análisis de losas mediante líneas de fluencia fue propuesto inicialmente por Ingerslev y ampliado en forma considerable por Johansen. Las primeras publicaciones se hicieron en danés y el método sólo recibió amplia atención cuando Hognestad presento un resumen en ingles de este trabajo. A partir de ese momento aparecieron varios textos importantes que tratan el método.

El diseño por líneas de fluencia es un método bien fundamentado para el diseño de losas de hormigón armado y para otros tipos de elementos similares como placas de acero. Este método contempla la teoría de líneas de fluencia para investigar los mecanismos de falla en el estado límite último, esta teoría se basa en el principio de que el trabajo realizado por la rotación de las líneas de fluencia es igual al trabajo efectuado por la carga móvil.

Partiendo del concepto de rótula plástica, como un sitio a lo largo del elemento en una viga o pórtico continuo en el cual, al aplicar una sobrecarga, se presentarán rotaciones

inelásticas considerables para momentos resistentes esencialmente constantes. En placas, el mecanismo correspondiente es la línea de fluencia. Para la placa sobrecargada, el momento resistente por unidad de longitud medido a lo largo de una línea de fluencia es constante a medida que ocurre la rotación inelástica; la línea de fluencia sirve de eje de rotación para el segmento de la placa.

Teorema de los límites superior e inferior

Los métodos de análisis plástico, entre ellos el de líneas de fluencia surgen de la teoría general de plasticidad estructural; la cual establece que la carga última de colapso de una estructura se encuentra entre dos límites, superior e inferior, de la carga real de colapso.

Aplicando este concepto a placas se tiene:

- Teorema del límite inferior: si para determinada carga externa es posible encontrar una distribución de momentos que satisface los requisitos de equilibrio, sin que los momentos excedan el momento de fluencia en ningún sitio, y si se satisfacen las condiciones de frontera, entonces la carga dada es un límite de la capacidad de carga real. [30]
- Teorema del límite superior: si para un pequeño incremento en el desplazamiento, el trabajo interno que hace la placa, suponiendo que los momentos en todas las rótulas plásticas son iguales al momento de fluencia y que las condiciones de frontera se satisfacen, es igual al trabajo externo hecho por la carga dada para ese mismo pequeño incremento en el desplazamiento, entonces, esa carga es un límite superior de la capacidad de carga real. [30]

Si se cumplen las condiciones del límite inferior, se conoce con seguridad que la placa puede soportar dicha carga, aunque podría soportar cargas mayores si ocurriera una redistribución interna de momentos. Ahora, si se satisfacen las condiciones de límite superior, generalmente una carga mayor que la considerada producirá con certeza la falla, teniendo en cuenta que una carga inferior puede generar también el colapso si el mecanismo de falla seleccionado no es el correcto en cualquier sentido.

El método de las líneas de fluencia para el análisis de placas es un procedimiento que considera el teorema del límite superior, por lo que, la carga de falla calculada para una placa con resistencias conocidas a flexión puede ser mayor que el valor real. Sin embargo, puede incorporarse procedimientos para ayudar a asegurar que la capacidad calculada sea la correcta. Se deben verificar diferentes mecanismos de colapso (líneas de fluencia) y tomar la que resulte en la menor carga.

Reglas para las líneas de fluencia

1. Las líneas de fluencia son rectas puesto que representa la intersección de dos planos.
2. Las líneas de fluencia representan ejes de rotación.

3. Los bordes apoyados de la placa también establecen ejes de rotación. Si el borde está empotrado, se puede formar una línea de fluencia negativa que suministra resistencia constante a la rotación. Si el borde está simplemente apoyado, el eje de rotación proporciona restricción nula.
4. Un eje de rotación pasará sobre cualquier apoyo, su orientación dependerá de otras consideraciones.
5. Debajo de las cargas concentradas se forman líneas de fluencia que salen radialmente desde el punto de aplicación de la carga.
6. Una línea de fluencia entre dos segmentos de placa debe pasar por el punto de intersección de los ejes de rotación de los segmentos adyacentes de la placa.

En la Figura 3.20 se presentan ilustraciones de la aplicación de los criterios para determinar la localización de las líneas de fluencia y los mecanismos de falla para placas con diferentes condiciones de apoyo.

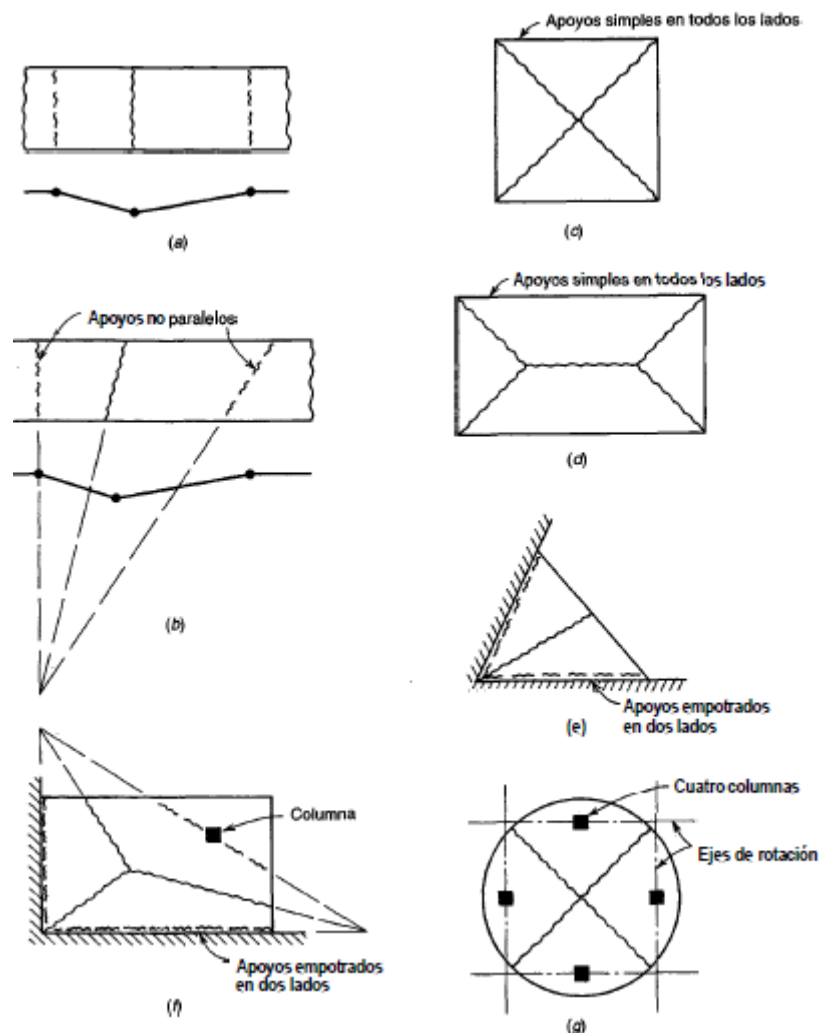


Figura 3.20 Patrones comunes de línea de fluencia [30]

Cuando ya se ha establecido el esquema general de fluencia y rotación mediante la aplicación de los criterios señalados anteriormente, se puede determinar mediante dos métodos la localización y orientación específica de los ejes de rotación y la carga de

falla de la placa. El primer método se conoce como método de equilibrio de segmentos, el cual considera el equilibrio de los segmentos individuales de la placa que forman el mecanismo de colapso, además que genera un conjunto de ecuaciones simultáneas que permiten encontrar los parámetros geométricos desconocidos y la relación entre capacidad de carga y los momentos resistentes. El segundo método es el del trabajo virtual, el cual se basa en igualar el trabajo interno realizado en las rótulas plásticas con el trabajo externo que realizan las cargas al someter el mecanismo predefinido de falla a un desplazamiento virtual pequeño.

Cabe recalcar que cualquier método de análisis de líneas de fluencia es un método de límite superior, en el sentido de que la carga real de colapso nunca será mayor, pero si menor que la carga estimada.

La solución de cualquiera de los dos métodos considera dos partes (a) establecer el patrón de falla correcto y (b) encontrar los parámetros geométricos que definen la localización y orientación exactas de las líneas de fluencia y obtener la relación entre la carga aplicada y los momentos resistentes.

Es necesario conocer que cualquier de los métodos puede desarrollarse de tal forma que se llegue a la solución correcta para el mecanismo seleccionado para estudio, pero la carga real de falla se encontrará únicamente si se escoge el mecanismo correcto.

Análisis mediante el equilibrio de segmentos

El método de equilibrio de segmentos no debe confundirse con un método de equilibrio real, ya que éste último es un método de análisis de límite inferior, donde siempre se obtendrá un límite inferior de la capacidad real de la placa.

Cada segmento, considerado como un cuerpo libre, debe estar en equilibrio bajo la acción de las cargas aplicadas, los momentos a lo largo de las líneas de fluencia y las reacciones o cortantes a lo largo de las líneas de apoyo. Se conoce que puesto que los momentos de fluencia son momentos principales, los momentos de torsión son iguales a cero a lo largo de las líneas de fluencia y generalmente las fuerzas cortantes también son nulas. Al enunciar las ecuaciones de equilibrio sólo se considera el momento unitario m .

Análisis mediante el método de trabajo virtual

Debido a que los momentos y las cargas están en equilibrio cuando se forma el patrón de líneas de fluencia, un aumento infinitesimal en la carga producirá una deflexión adicional de la estructura. El trabajo externo realizado por las cargas para producir una deflexión virtual arbitrariamente pequeña debe ser igual al trabajo interno hecho a medida que la placa rota alrededor de las líneas de fluencia para permitir esta deflexión. Por consiguiente, se da a la placa un desplazamiento virtual unitario, y de esta manera pueden calcularse las rotaciones correspondientes en las diversas líneas de fluencia. Al igualar el trabajo interno con el externo, se obtiene la relación entre las cargas aplicadas y los momentos últimos resistentes de la placa. Las rotaciones y

deflexiones elásticas no se tienen en cuenta al enunciar las ecuaciones de trabajo, puesto que son muy pequeñas en comparación con las deformaciones plásticas.

a) Trabajo externo realizado por las cargas

Al aplicar un desplazamiento virtual pequeño, una carga externa que actúa sobre un segmento de placa realiza un trabajo igual al producto de su magnitud constante por la distancia a lo largo de la cual se mueve el punto de aplicación de la carga. Si la carga está distribuida sobre una longitud o sobre un área, en vez de ser concentrada, el trabajo puede calcularse como el producto de la carga total por el desplazamiento del punto de aplicación de su resultante.

En la figura 3.21 se indican las bases para el cálculo de trabajo externo para diversos tipos de cargas.

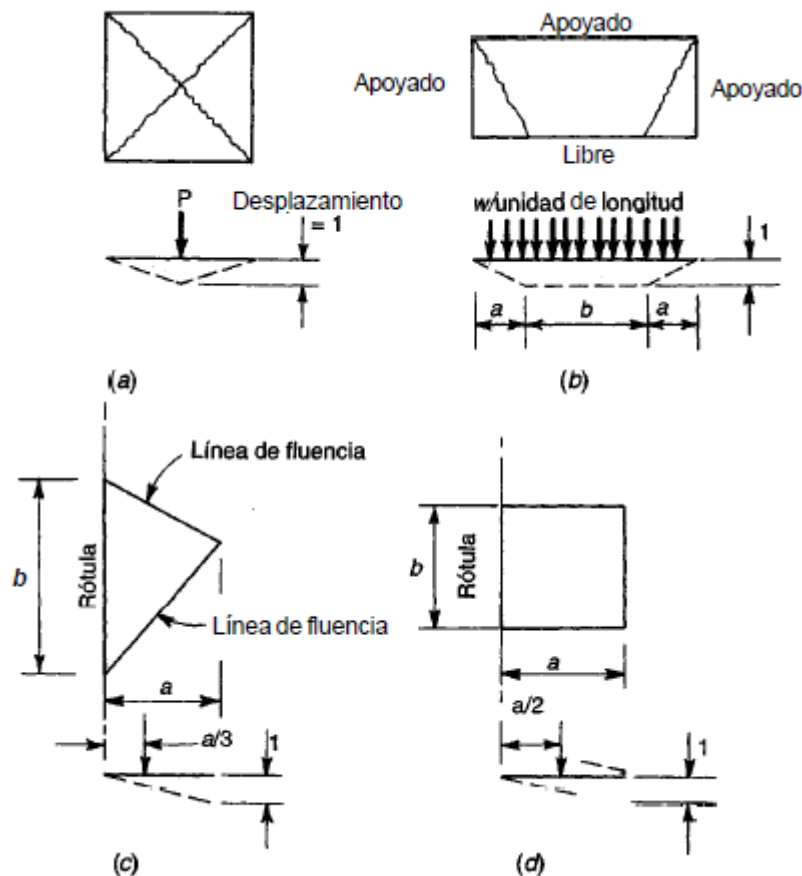


Figura 3.21 Bases para el cálculo del trabajo externo para varios tipos de cargas.
[30]

Si una placa cuadrada que soporta una carga concentrada única en su centro (ver Figura 3.21.a), se le da un desplazamiento virtual definido por un valor unitario bajo la carga, el trabajo externo es:

$$W_e = P * 1 \quad (3.21)$$

Si la placa de la Figura 3.21.b, apoyada a lo largo de tres lados y libre en el cuarto, se somete a una carga lineal w por unidad de longitud a lo largo de su borde libre, y si a este borde se le da un desplazamiento virtual con un valor unitario a lo largo de la parte central, el trabajo externo es:

$$W_e = (2wa) * \frac{1}{2} + wb = w(a + b) \quad (3.22)$$

Cuando una carga distribuida w por unidad de área actúa sobre un segmento triangular definido por una rótula lineal y por líneas de fluencia, como en la Figura 3.21.c.

$$W_e = \frac{wab}{2} * \frac{1}{3} = \frac{wab}{6} \quad (3.23)$$

Mientras que para el segmento de placa rectangular de la figura 3.21.d, que sostiene una carga distribuida w por unidad de área, el trabajo externo es:

$$W_e = \frac{wab}{2} \quad (3.24)$$

Para geometrías trapezoidales más complejas, se puede subdividir en sus componentes triangulares y rectangulares. El trabajo externo total se calcula sumando el trabajo hecho por las cargas sobre las partes individuales de los mecanismos de falla, con todos los desplazamientos referidos a un valor unitario asignado en cualquier parte del sistema.

b) Trabajo interno realizado por los momentos resistentes

El trabajo interno realizado durante la aplicación de un desplazamiento virtual se encuentra sumando los productos de los momentos de fluencia m por unidad de longitud de rótula, por las rotaciones plásticas θ en las respectivas líneas de fluencia, consistentes con el desplazamiento virtual. Si el momento resistente m es constante a lo largo de la línea de la fluencia de longitud l , y si se experimenta una rotación θ el trabajo interno es:

$$W_i = ml\theta \quad (3.25)$$

Si el momento resistente varía, como sería el caso en que el tamaño o el espaciamiento de las barras no sea constante a lo largo de la línea de fluencia, ésta última se divide en n segmentos dentro de cada uno de los cuales el momento es constante. El trabajo interno es:

$$W_i = (m_1l_1 + m_2l_2 + \dots + m_nl_n)\theta \quad (3.26)$$

Para todo el sistema, el trabajo interno total realizado es la suma de las contribuciones de todas las líneas de fluencia. En todos los casos la contribución del trabajo interno es positiva, independientemente del signo de m , porque la rotación ocurre en la misma dirección que el momento. Sin embargo, el trabajo externo puede ser positivo o

negativo según la dirección del desplazamiento del punto de aplicación de la resultante de fuerzas.

Finalmente se iguala el trabajo externo W_e y el trabajo interno W_i , de donde se despeja el momento m que soporta la placa, quedando expresada en función de la geometría de la placa y del esfuerzo aplicado. En este punto se tienen dos posibilidades a seguir.

- Si la geometría de las líneas de fluencia quedan expresadas con una sola incógnita, se puede derivar al momento con respecto a dicha incógnita y el resultado igualar a cero. Para de esta manera obtener el momentos máximos que soporta la placa.
- En casos con líneas de fluencia definidas mediante varias dimensiones desconocidas, como en la Figura 3.20f, La solución directa por el caso anterior resultaría bastante compleja, ya que se producirían un conjunto de ecuaciones que deben resolverse simultáneamente. En estos casos, es más conveniente seleccionar una sucesión arbitraria de ubicaciones posibles de líneas de fluencia y resolver los mecanismos resultantes para el momento desconocido, y determinar así el momento máximo por tanteos.

3.2.3 Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base emperrada (grandes excentricidades)

La siguiente metodología de diseño está fundamentada en la Especificaciones de DeWOLF, John T., BICKER, David T. *Steel Design Guide Series 1. Column Base Plates*. Storrs, Connecticut. October, 2003.

Cuando la excentricidad efectiva es grande en la placa base, es necesario el uso de uno o más pernos de anclaje para resistir la componente de tracción resultante del momento. Como se muestra en la Figura 3.19b.

Para el tamaño de placa elegido, se debe verificar que el esfuerzo de apoyo resultante no supere el valor máximo de la Especificación, las incógnitas son la magnitud de la fuerza de los pernos de anclaje T y la longitud de apoyo A . El esfuerzo máximo de apoyo se asumirá igual al valor permitido.

Dos ecuaciones de equilibrio son los utilizadas para determinar las incógnitas. La suma de las fuerzas de fluencia.

$$T + P = \frac{f_p AB}{2} \quad (3.27)$$

Donde:

P = Carga axial sobre la columna

T = Fuerza de tracción resistida por los pernos.

f_p = Resistencia a compresión del hormigón.

A = Longitud de la distribución elástica del esfuerzo de apoyo.

B = Ancho de la placa.

Y la suma de momentos de la fuerza de fluencia resultante del perno:

$$PA' + M = \frac{f_p AB}{2} \left(N' - \frac{A}{3} \right) \quad (3.28)$$

Donde:

A' = Distancia entre el perno de anclaje y el centro de la columna.

N' = Distancia entre el perno de anclaje y el extremo opuesto de la placa base.

La segunda ecuación brinda la distancia de apoyo A :

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{[f'^2 - 4\left(\frac{f_p B}{6}\right)(PA' + M)]}}{\frac{f_p B}{3}} \quad (3.29)$$

Donde $f' = f_p BN'/2$. Esta primera ecuación brinda la fuerza resultante T en el perno o pernos de anclaje.

$$T = \frac{f_p AB}{2} - P \quad (3.30)$$

Pasos de Diseño Procedimiento LRFD

Paso 1: Determine la carga mayorada y el momento mayorado

Paso 2: Determine el esfuerzo de apoyo admisible:

$$f_p = 0.85\phi_c f'_c \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7\phi_c f'_c \quad (3.31)$$

Paso 3: Asumir las dimensiones de la placa $N \times B$

Paso 4: Utilizar las cargas mayoradas para determinar la longitud de apoyo A , tomar el valor positivo más pequeño de la ecuación. Si este valor es razonable, ir a la siguiente etapa. Si es cercano al valor de N' , la solución no es práctica ya que esto implica que el apoyo se extiende hasta las proximidades del perno de anclaje. Si esto fuera así, el perno de anclaje no podría desarrollar su capacidad de tracción total. Por lo tanto, sería necesario volver al paso 3 y seleccionar otra placa más grande.

Paso 5: Determinar la fuerza resultante del perno de anclaje T de la ecuación anterior. Si es razonable ir a la siguiente etapa. De lo contrario, vuelva al paso 3 (el diseño del perno de anclaje se trata en la siguiente sección).

Paso 6: Determine el momento flector por unidad sobre la placa producido por el esfuerzo de apoyo (Ver Figura 3.22).

$$M_{plu} = f_m \left(\frac{a^2}{2} \right) \quad (3.32)$$

$$f_m = \frac{f_p + f_{min}}{2} \quad (3.33)$$

$$f_{min} = \frac{f_p(A-a)}{A} \quad (3.34)$$

En la Figura 3.22 se puede comprender de mejor manera las ecuaciones mostradas anteriormente. El esfuerzo medio f_m se considera como uniformemente distribuido sobre la placa, esta consideración presenta un criterio más confiable, del lado de la seguridad.

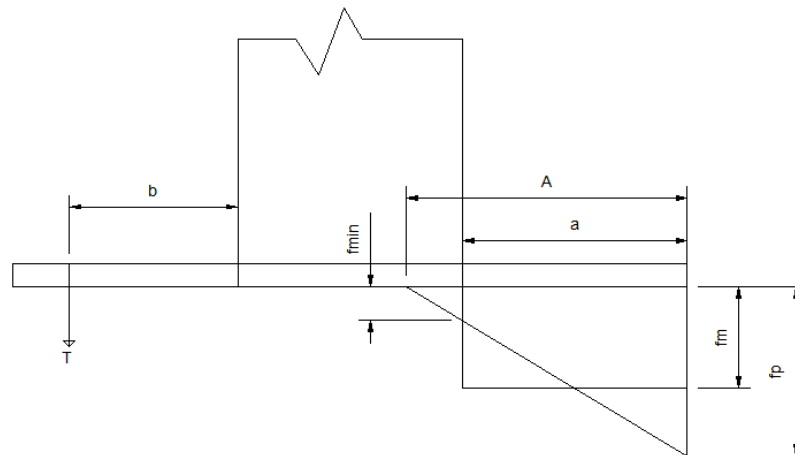


Figura 3.22 Distribución del esfuerzo de apoyo

Paso 7: Determine el espesor de la placa:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{plu}}{0.9F_y}} \quad (3.35)$$

Paso 8: Verifique la flexión sobre la placa producida por los pernos

$$M_p \geq M_T \quad (3.36)$$

$$M_p = 0.9f_{py} \left(\frac{Bt_p^2}{4} \right) \quad (3.37)$$

$$M_T = bT \quad (3.38)$$

Paso 9: Diseño a cortante, se asume que el cortante es resistido en su totalidad por los pernos, despreciando la fricción entre la placa y el hormigón.

$$\sigma_{VP} \leq f_{up} \quad (3.39)$$

$$\sigma_{VP} = \sqrt{\sigma_T^2 + 3\tau^2} \quad (3.40)$$

$$\sigma_T = \frac{T_i}{nA_p} \quad (3.41)$$

$$\tau = \frac{V_p}{n'A_p} \quad (3.42)$$

Donde:

f_{up} = Resistencia última a la tracción del perno.

A_p = Área del perno.

T_i = Tracción actuante en un solo perno.

n = Número de perno en la cara de la columna.

n' = Número de pernos total en la placa.

Paso 10: Para el diseño de los pernos a tracción se seguirán los criterios del ACI 318S-11 Sección D5. En donde, se asume un cono de falla a la tracción en el hormigón, debido al perno de anclaje embebido, de tal manera que se forme un ángulo de 35° tal como se muestra en la Figura 3.23.

Los modos de falla a verificar son: la resistencia del acero de un anclaje en tracción N_{sa} , la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción N_{cb} o N_{cbg} , la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje pre-instalado o post-instalado de expansión o con sobreperforación en su base N_{pn} , y la resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en tracción N_{sb} .

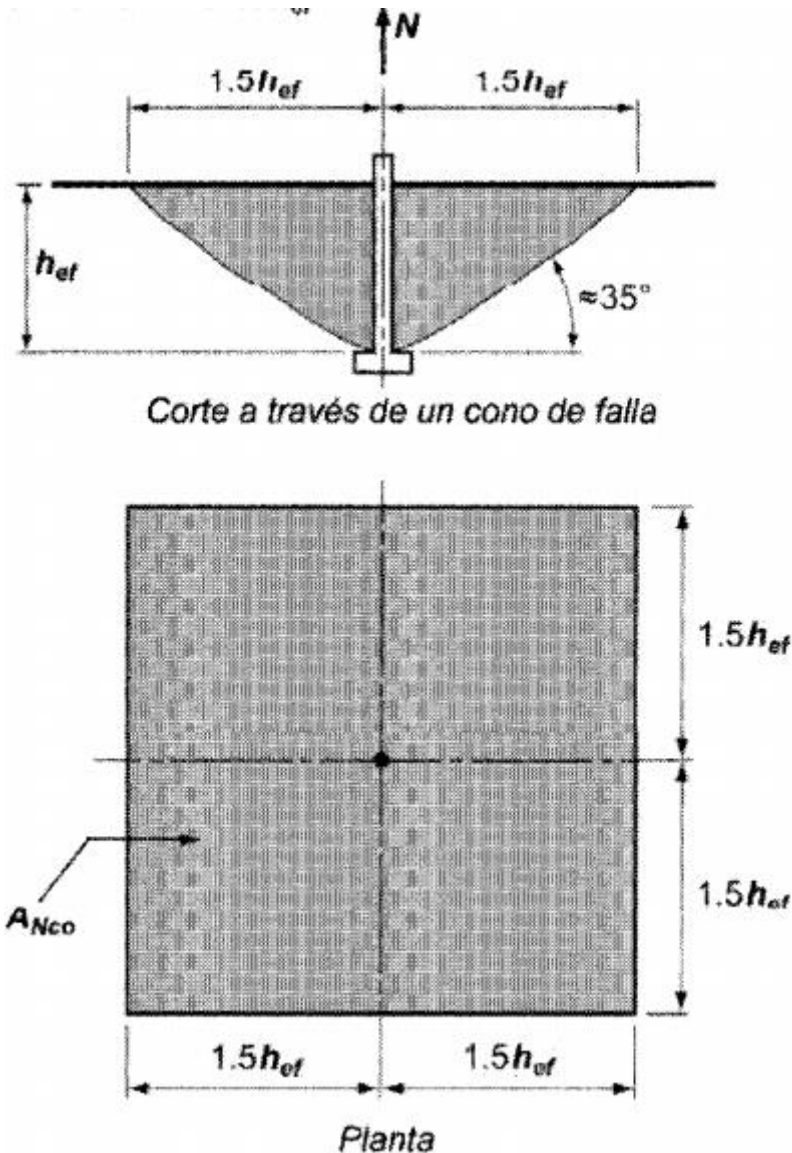


Figura 3.23 Área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje. [31]

3.2.4 Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base rigidizada emperrada (grande excentricidades)

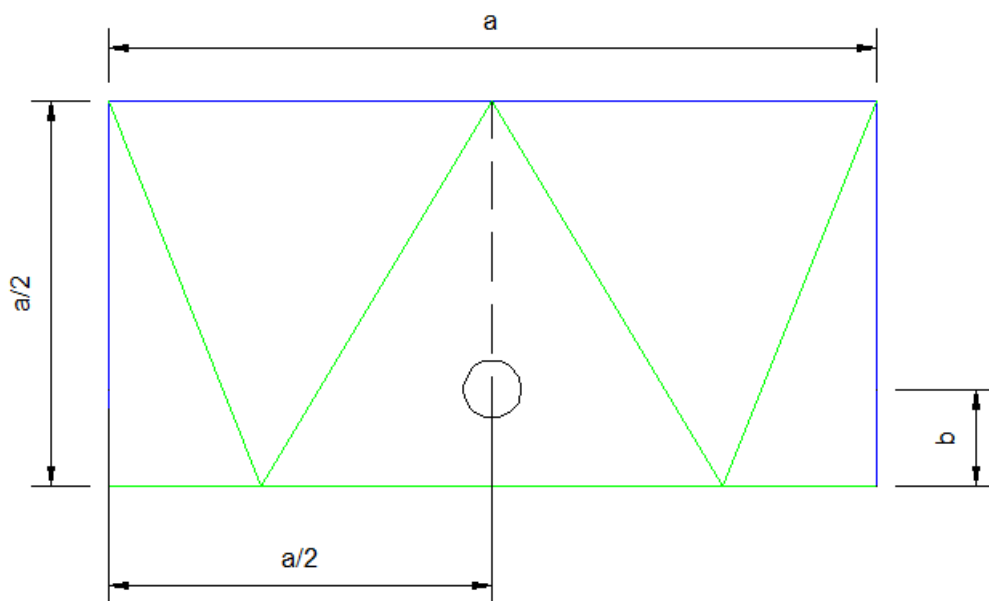
Este diseño obedece a las mismas cláusulas que el presentado anteriormente en la sección 3.2.3 hasta la ecuación 3.35 del Paso 7, sin embargo el momento flector M_{plu} debe ser obtenido mediante un análisis de líneas de fluencia debido al efecto de los rigidizadores. Para el análisis de las líneas de fluencia han de considerarse los segmentos de la placa sometidos a un esfuerzo distribuido uniformemente igual a f_m y apoyada según la distribución de los rigidizadores (empotrada en dos o tres lados) y los pernos (apoyos puntuales). De igual manera debe verificarse por medio de líneas

de fluencia la resistencia máxima a la flexión de la placa producida por las tensiones en los pernos, en este caso se idealizará a los segmentos de placa (empotrados en dos o tres lados) sometidos a cargas puntuales iguales a $T_i = T/n$, siendo n el número de pernos en una cara de la columna.

Para la flexión de la placa base debida al esfuerzo de hormigón consideramos una placa empotrada en tres lados (rigidizadores) con un apoyo puntual (perno) bajo una carga uniformemente distribuida f_m para el primer caso (Ver figura 3.24). El segundo caso consiste en una placa empotrada en dos lados con un apoyo puntual sometida a un esfuerzo uniformemente distribuido f_m (Ver figura 3.25). Los modos de fallo y solución para los mismos se presentan a continuación.

Flexión producida por el esfuerzo de apoyo

Caso 1: En la figura 3.24 se puede observar las líneas de fluencia para las condiciones explicadas anteriormente. Las líneas de fluencia convergen en el extremo libre de la placa siendo este el punto de mayor deflexión. El apoyo puntual proporcionado por el perno genera un eje de flexión en la placa como se ilustra en la figura.



Simbología

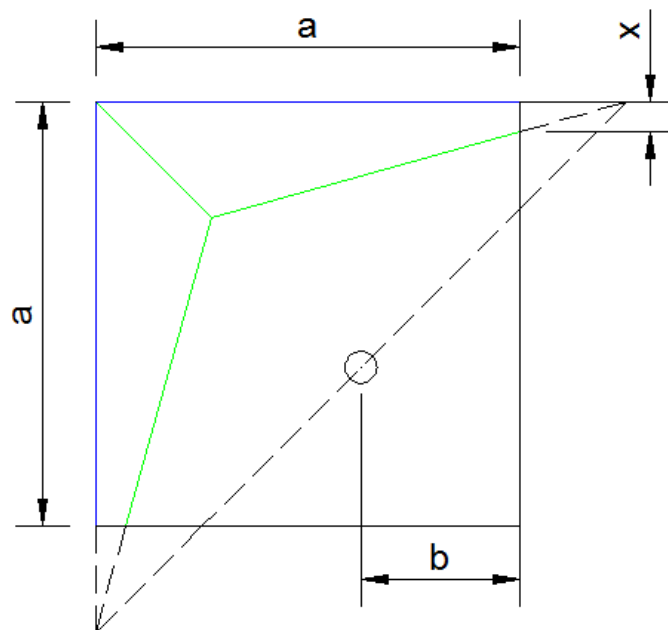
Borde Empotrado	— (línea azul)
Borde Libre	— (línea roja)
Eje de Flexión	- - - (línea punteada)
Línea de Fluencia	— (línea verde)

Figura 3.24 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida. Conexión 4.

El máximo momento que resiste la placa viene dado por:

$$M_{plu} = \frac{f_m}{4[6(a-2b)^2+16a^2]} \quad (3.43)$$

Caso 2: En la figura 3.25 las líneas de fluencia para las condiciones expuestas previamente convergen en un punto central de la placa en el cual se aplica la deflexión unitaria según el método del trabajo virtual. El apoyo puntual proporcionado por el perno genera un eje de flexión en la placa de tal manera que la geometría del mecanismo queda expresada en función de la incógnita x como muestra la figura.



Simbología





Borde Empotrado	
Borde Libre	
Eje de Flexión	
Línea de Fluencia	

Figura 3.25 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida. Conexión 4.

El máximo momento que soporta la placa está definido por el siguiente sistema de ecuaciones, que puede ser resuelto mediante iteraciones.

$$M_{plu} = \frac{T_E}{T_I} \quad (3.44)$$

$$T_E = 2T_A + T_B \quad (3.45)$$

$$T_B = 2f_m \left[\frac{\sqrt{2}}{6} \left(\frac{f(e+b)(f+3e\sqrt{2})}{f+e\sqrt{2}} \right) + \sqrt{2} \left(\frac{be^2}{f+e\sqrt{2}} \right) + \frac{2\sqrt{2}}{3} \left(\frac{e^3}{f+e\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.46)$$

$$T_A = f_m \left[\frac{d^2}{6} + \frac{x^2(a-d)}{d} + \frac{(a-d)(d-x)(2x+d)}{6d} \right] \quad (3.47)$$

$$T_I = \frac{3a}{d} + \frac{2(e+b)}{a-b-d} \quad (3.48)$$

$$d = \frac{2x(a-b)}{(a-2b+x)} \quad (3.49)$$

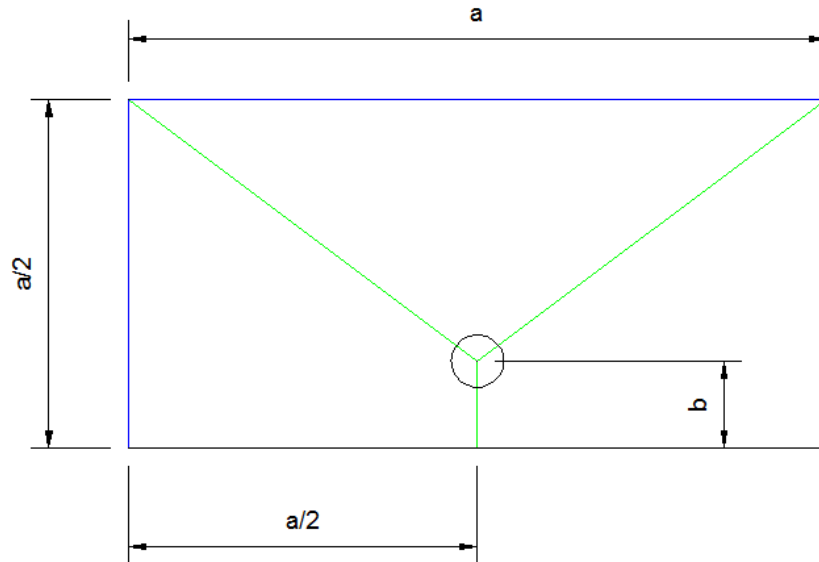
$$e = \frac{a-2b-x}{2} \quad (3.50)$$

$$f = \sqrt{2}(a - d - e - b) \quad (3.51)$$

Flexión producida por el perno

En la flexión de la placa base debida a la fuerza de los pernos consideramos una placa empotrada en tres lados (rigidizadores) bajo una carga puntual T_i para el primer caso (Ver figura 3.26). El segundo caso consiste en una placa empotrada en dos lados bajo una carga puntual T_i (Ver figura 3.27). Los modos de fallo y solución para los mismos se presentan a continuación.

Caso 1: En la figura 3.26 se presenta el sistema de líneas de fluencia para las condiciones indicadas. Las líneas de fluencia convergen en el punto de aplicación de la carga T_i según lo estipulado en las reglas del análisis de las líneas de fluencia (sección 3.2.2).



Simbología

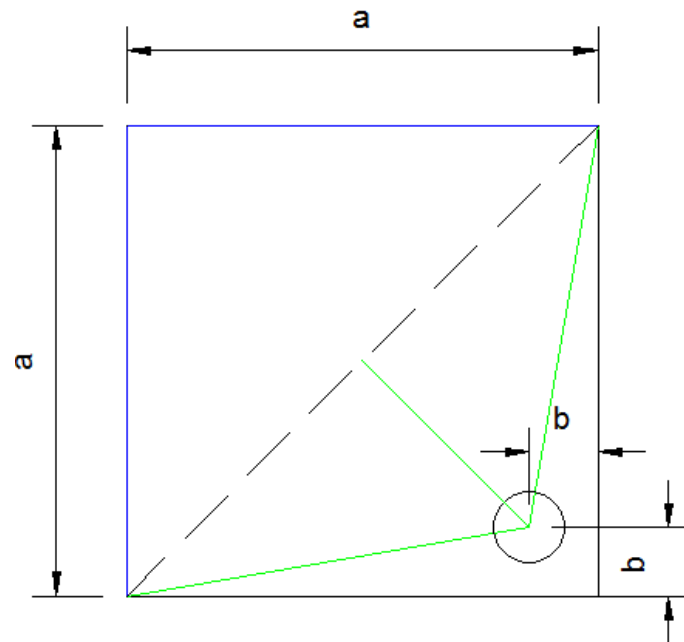
Borde Empotrado	— (línea roja)
Borde Libre	— (línea azul)
Eje de Flexión	- - - (línea roja)
Línea de Fluencia	— (línea verde)

Figura 3.26 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados bajo una carga puntual. Conexión 4.

El momento máximo que soporta la placa está determinado por:

$$M_{plu} = \frac{T_i(a-2b)}{12(a-b)} \quad (3.52)$$

Caso 2: En la figura 3.27 el sistema de líneas de fluencia para las condiciones mencionadas converge en el punto de aplicación de la carga T_i según lo estipulado en las reglas del análisis de las líneas de fluencia (sección 3.2.2).



Simbología





Borde Empotrado	
Borde Libre	
Eje de Flexión	
Línea de Fluencia	

Figura 3.27 Mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados bajo una carga puntual. Conexión 4.

El momento máximo viene expresado por:

$$M_{plu} = \frac{T_i \sqrt{2}(a-b)}{3} \quad (3.53)$$

El espesor de la placa base se obtiene por:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{plu}}{0.9F_y}} \quad (3.54)$$

Donde M_{plu} se debe tomar como el máximo valor obtenido de la flexión por el esfuerzo de apoyo y por el perno. Ecuaciones 3.43, 3.44, 3.53, 3.54.

Diseño de los rigidizadores

El diseño de los rigidizadores está basado en la publicación de ALVAREZ, Ramón., ARGUELLES, Ramón., ARRIAGA, Francisco., ATIENZA, José., MARTINEZ, Juan. *Estructuras de acero: Uniones y sistemas estructurales II*. Madrid, 2001.

Los rigidizadores permiten reducir el espesor de la placa base al distribuir la compresión que transmite la columna en un área mayor.

El modelo de cálculo de éstos corresponde al de las vigas pared, ya que su canto (altura del rigidizador) es comparable al vano.

Para simplificar se considera rigidizador de forma triangular despreciando la configuración trapezoidal, Figura 3.28. Se elige como sección más débil, la $\alpha - \alpha$, normal a la línea imaginaria de la cartela triangular inscrita en el trapecio.

Si $R_c^* = f_m \cdot A_{colaborante}$ es la resultante de las tensiones de compresión que debe recibir el rigidizador no se produce su agotamiento (Arnedo, Barcelona 1984), si se cumple que:

$$R_c^* \cdot d_c < c_E \cdot M_p \quad (3.55)$$

$M_p = t_r \cdot c^2 f_y / 4$ Momento de agotamiento de la sección

t_c = Espesor del rigidizador

f_y = Limite elástico del acero del rigidizador

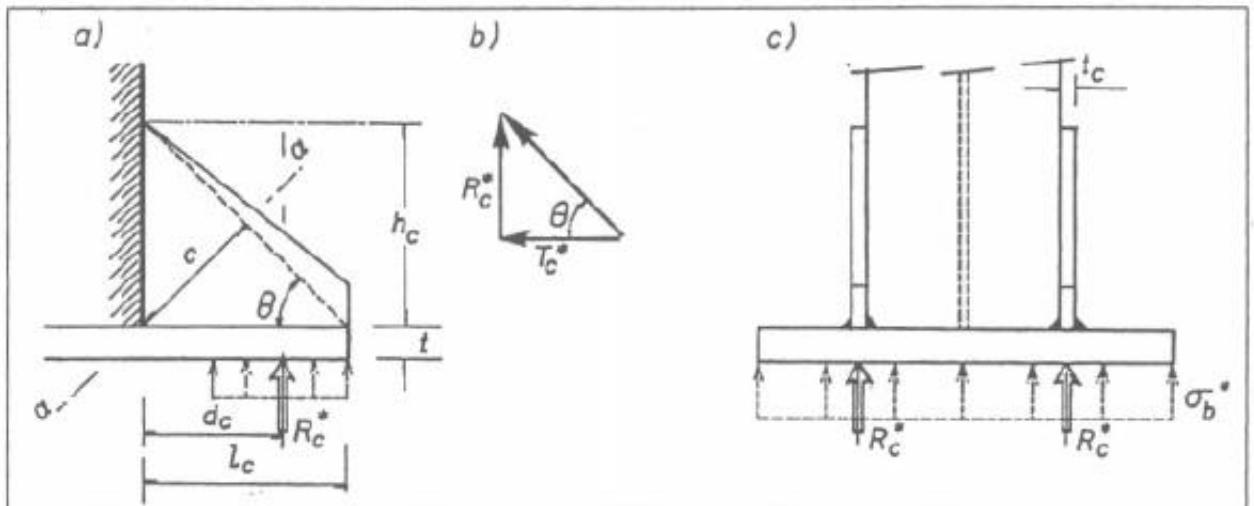


Figura 3.28 Cálculo de los rigidizadores [35]

$c_E = 0,14 \cdot \lambda^2 - 1,07 \cdot \lambda + 2,3$ Coeficiente de escuadra

$$\lambda = 2,53 \frac{c}{\pi \cdot t_r \sqrt{\frac{E}{\sigma_u}}} \quad (3.56)$$

$\lambda = 0,0272 \cdot c/t_p$ para aceros A-36

$\lambda = 0,0333 \cdot c/t_p$ para aceros A-50

La componente horizontal Figura 3.41 b.

$$T_c^* = \frac{R_c^*}{\tan \theta} = R_c^* \cdot L_c / h_c \quad (3.57)$$

Debe ser resistida por el cordón de soldadura de placa base y del rigidizador.

La soldadura vertical del rigidizador deber resistir la fuerza R_c^* .

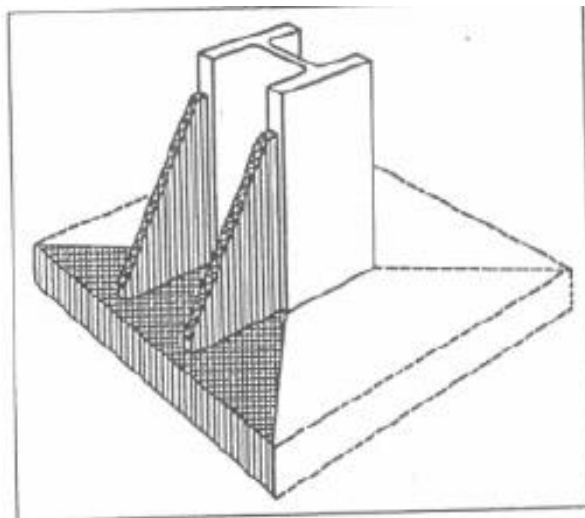


Figura 3.29 Superficie de influencia del rigidizador [35]

Los valores teóricos obtenidos para t_r y espesores de soldadura han de ser compatibles con el espesor de la placa base, t_p .

Un cálculo ajustado de la carga R_c^* debe incluir la zona real de presiones correspondiente a un área de reparto triangular, Figura 3.42.

A efectos de estabilidad (abolladura) se aconseja que las proporciones del rigidizador cumplan las condiciones siguientes:

$$\frac{L_c}{t_r} \leq \frac{150}{\sqrt{f_y}} \quad \text{si} \quad 0,5 \leq \frac{L_c}{h_c} \leq 1 \quad (3.58)$$

$$\frac{L_c}{t_r} \leq \frac{50+100 \cdot L_c/h_c}{\sqrt{f_y}} \quad \text{si} \quad 1 \leq \frac{L_c}{h_c} \leq 2 \quad (3.59)$$

f_y en kgf/mm^2

Comentario

La mayoría de las edificaciones en nuestro medio corresponden a un diseño por sistemas de marcos rígidos resistentes a momento, en dichos sistemas las cimentaciones se encuentra sometidas a flexión, compresión y cortante. En base a lo anterior se presenta en las siguientes secciones: el diseño de conexiones columna tubular compuesta a cimentación con placa base empernada sin rigidizar y rigidizada.

3.2.5 Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada. Conexión 3.

El presente diseño sigue las directrices planteadas en la *sección 3.2.3 Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base empernada (grandes excentricidades)*. Considerando las mismas dimensiones de la columna presentada en los ejemplos de diseño anteriores, se asume a la misma cargada a un 50% de su capacidad máxima a flexión y un 25% de su capacidad máxima a carga axial. La sollicitación a cortante empleada es $V_p = 2M/L_{columna}$, según como se especifica en la *sección 3.2.1c Solicitaciones de la placa base*.

Las propiedades de los elementos de la conexión 3, se presentan desde la Tablas 3.15 hasta la Tabla 3.18 donde se muestran las dimensiones, los esfuerzos límite y los factores de mayoración considerados en el diseño de la columna tubular compuesta, la placa base de acero, la cimentación de hormigón y los pernos de anclaje, respectivamente.

Tabla 3.15 Propiedades de la columna. Conexión 3.

Propiedades de la columna	
Peralte h_{cw}	400 mm
Espesor t_{cw}	20 mm
Ancho b_c	400 mm
Longitud L	3000 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²
M_u	619.56 kN.m
P_u	1914.06 kN
V_p	413.04 kN

El espesor de 52 mm de la placa base en la tabla 3.16 no es un perfil comercial, sin embargo se ha topado este valor en la presente tesis con fines didactas, y será comparado con los resultados de la conexión 4.

Tabla 3.16 Propiedades de la placa base. Conexión 3.

Propiedades de la placa base	
Largo D	600 mm
Ancho B	600 mm
Espesor t_p	52 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

Tabla 3.17 Propiedades de la base de hormigón. Conexión 3.

Propiedades de la base de hormigón	
Largo D'	1250 mm
Ancho B'	1250 mm
f'_c	27.50 N/mm ²

Tabla 3.18 Propiedades de los pernos. Conexión 3.

Propiedades de los pernos	
φ	22 mm
f_u	412 N/mm ²
n	4
n'	12
h_{ef}	300 mm

La Figura 3.30 presenta la curva de interacción carga axial - momento flector de la viga, la cual se basa en la metodología de diseño según la *Guía de Diseño 5 para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*. BERGMANN, R., MATSUI, C., MEINSMA, C., DUTTA, D. Alemania, 1998. El punto rojo en la figura indica la sollicitación crítica de la columna según lo expuesto previamente.

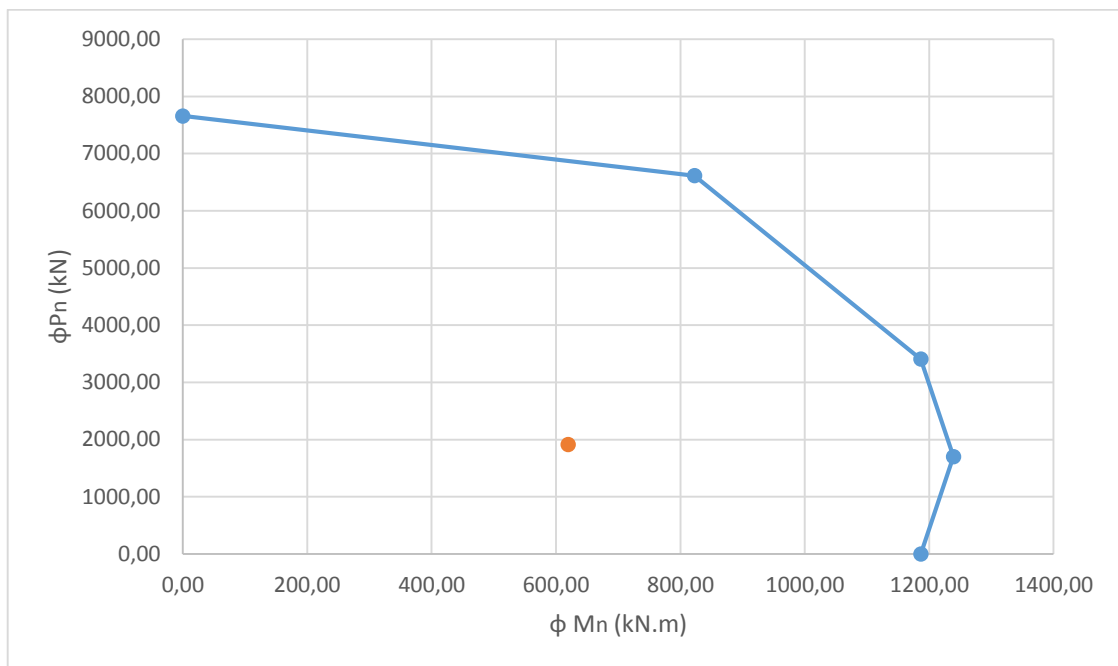


Figura 3.30 Diagrama de Interacción de la columna. Conexión 3.

En las figuras 3.31 y 3.32 se presentan el detalle general de la conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada, tanto en vista frontal como en planta.

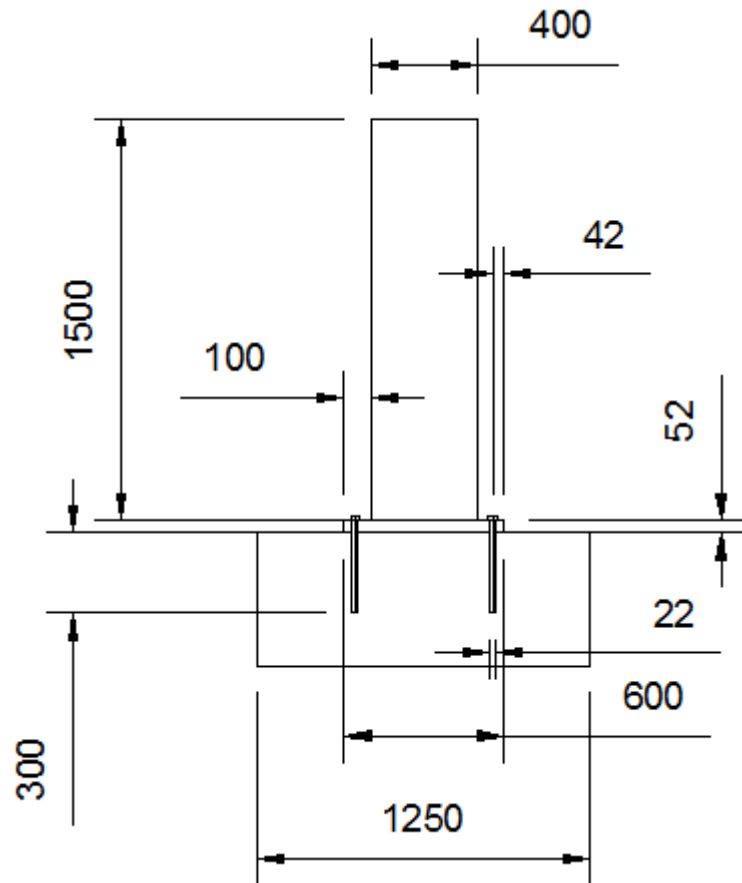


Figura 3.31 Vista frontal conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base emperrada. Conexión 3. (Dimensiones en *mm*)

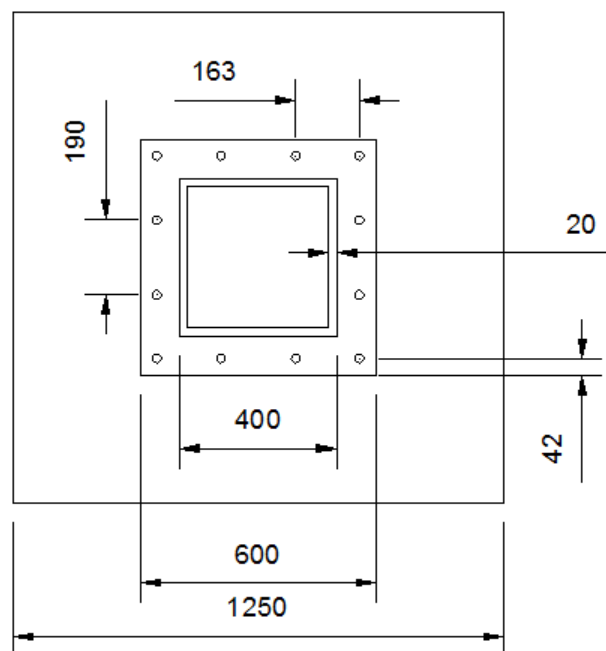


Figura 3.32 Vista en planta conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base emperrada. Conexión 3. (Dimensiones en *mm*)

Tablas de Resultados

Los resultados obtenidos en la tabla 3.19 corresponden a la teoría elástica presentada en la sección 3.2.5 *Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada*.

Tabla 3.19 Esfuerzo sobre la placa base. Conexión 3.

Esfuerzo sobre la placa base	
e	323 mm
f_p	29.22 N/mm ²
A	258 mm
f_m	23.30 N/mm ²
T	467.93 kN

El espesor de la placa base presentada en la tabla 3.17 debe satisfacer las sollicitaciones de flexión tanto de las acciones de los pernos como del hormigón ejercidas sobre la placa base, como se indica en la tabla 3.20.

Tabla 3.20 Flexión sobre la placa base. Conexión 3.

Flexión sobre la placa base	
Por el hormigón	
M_{plu}	140995 N.mm/mm
$t_{p,requerido}$	50.25 mm
Por el perno	
M_p	90.6 kN.m
M_T	27.1 N.mm

El diseño de la soldadura, se ha efectuado siguiendo las especificaciones del Capítulo J del AISC-360-10. En la tabla 3.21 se observa que el valor de demanda es menor que la capacidad de la soldadura, por lo que el diseño se considera satisfactorio.

Tabla 3.21 Soldadura en la columna. Conexión 3.

Soldadura en la columna	
Demanda	
R_u	1032.60 kN
Capacidad	
Pie	15 mm
Longitud	400 mm
ϕRn_2	1383.21 kN

En la tabla 3.22, el diseño de los pernos resulta satisfactorio debido a que en los resultados obtenidos la capacidad supera a la demanda tanto para el diseño a cortante como para tracción en los pernos.

Tabla 3.22 Cortante y tracción en los pernos. Conexión 3.

Cortante en los pernos		Tracción en los pernos	
Demanda		Capacidad	
σ_T	307.74 N/mm ²	N_{sa}	563.81 kN
τ	90.55 N/mm ²	N_{cbg}	535,89 kN
σ_{VP}	345.40 N/mm ²	N_{pn}	512.06 kN
Capacidad		Demanda	
f_u	412 N/mm ²	T	467.93 kN

3.2.6 Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base rigidizada empernada. Conexión 4.

El presente diseño sigue las directrices planteadas en la sección 3.2.4 *Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base rigidizada empernada (grandes excentricidades)*. Considerando las mismas dimensiones de la columna presentada en los ejemplos de diseño anteriores, se asume a la misma cargada a un 50% de su capacidad máxima a flexión y un 25% de su capacidad máxima a carga axial. La sollicitación a cortante empleada es $V_p = 2M/L_{columna}$, según como se especifica en la sección 3.2.1c *Solicitaciones de la placa base*.

Las propiedades de los elementos de la conexión 4, se presentan desde la Tablas 3.23 hasta la Tabla 3.27 donde se muestran las dimensiones, los esfuerzos límite y los factores de mayoración considerados en el diseño de la columna tubular compuesta, la placa base de acero, la cimentación de hormigón, los rigidizadores y los pernos de anclaje, respectivamente.

Tabla 3.23 Propiedades de la columna. Conexión 4.

Propiedades de la columna	
Peralte h_{cw}	400 mm
Espesor t_{cw}	20 mm
Ancho b_c	400 mm
Longitud L	3000 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²
M_u	619.56 kN.m
P_u	1914.06 kN
V_p	413.04 kN

Tabla 3.24 Propiedades de la placa base. Conexión 4.

Propiedades de la placa base	
Largo D	600 mm
Ancho B	600 mm
Espesor t_p	20 mm
f_y	248 N/mm ²
f_u	400 N/mm ²

Tabla 3.25 Propiedades del bloque de hormigón. Conexión 4.

Propiedades de la base de hormigón	
Largo D'	1250 mm
Ancho B'	1250 mm
f'_c	27.50 N/mm ²

Tabla 3.26 Propiedades de rigidizador. Conexión 4.

Propiedades del rigidizador	
Ancho b_r	100 mm
Alto h_r	200 mm
Espesor t_r	20 mm
f_y	248 N/mm ²
E	210000 N/mm ²

Tabla 3.27 Propiedades de los pernos. Conexión 4.

Propiedades de los pernos	
φ	22 mm
f_u	412 N/mm ²
n	4
n'	12
h_{ef}	300 mm

La Figura 3.33 presenta la curva de interacción carga axial - momento flector de la viga, la cual se basa en la metodología de diseño según la *Guía de Diseño 5 para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*. BERGMANN, R., MATSUI, C., MEINSMA, C., DUTTA, D. Alemania, 1998. El punto rojo en la figura indica la sollicitación crítica de la columna según lo expuesto previamente.

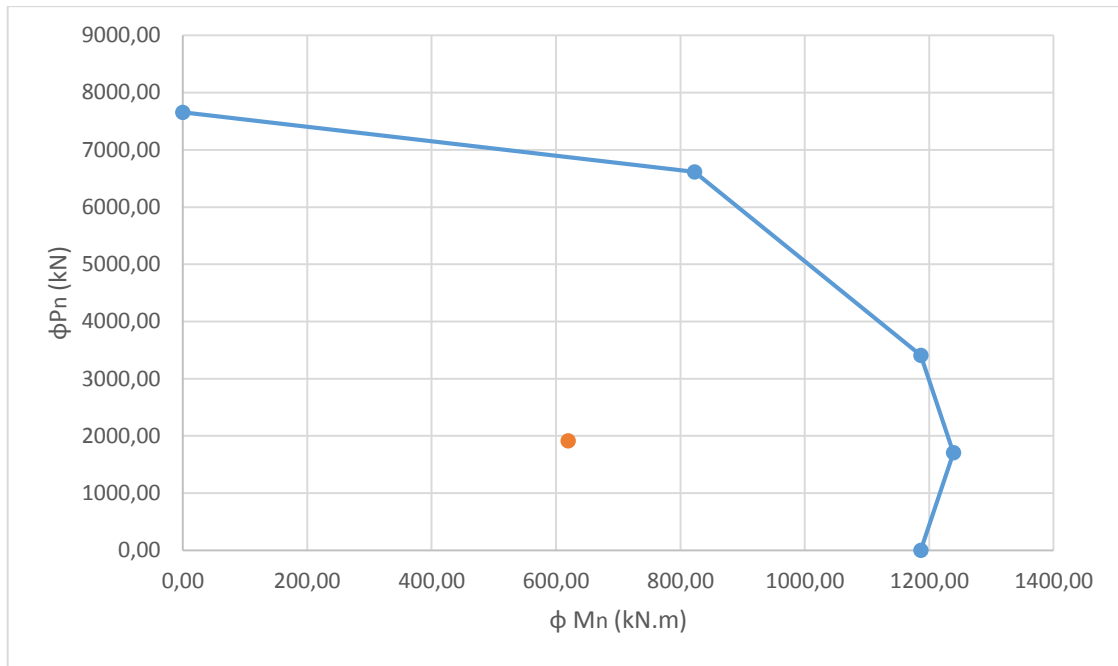


Figura 3.33 Diagrama de Interacción de la columna. Conexión 4.

En las figuras 3.34 y 3.35 se presentan el detalle general de la conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base rigidizada emperrada, tanto en vista frontal como en planta.

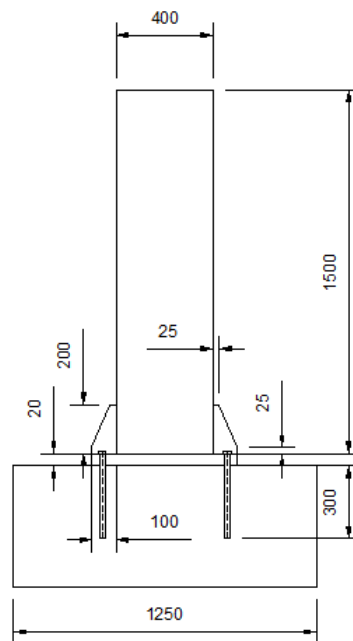


Figura 3.34 Vista frontal conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base emperrada y rigidizada. Conexión 4.
(Dimensiones en *mm*)

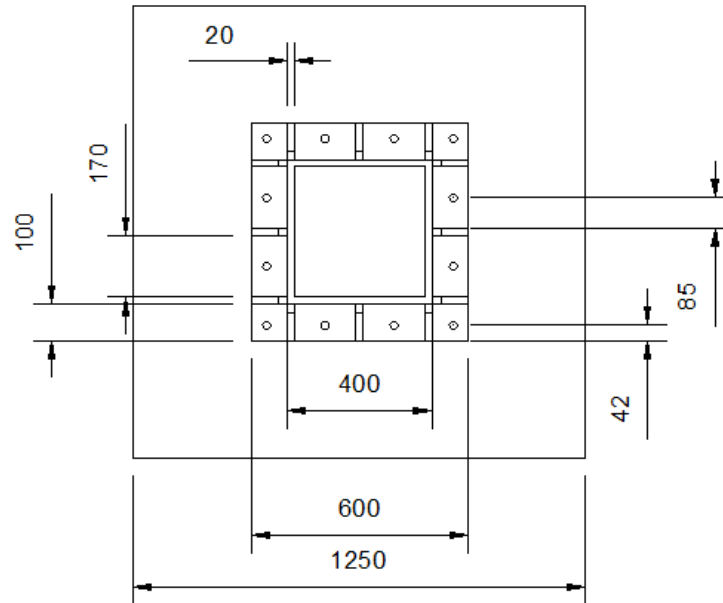


Figura 3.35 Vista en planta conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada y rigidizada. Conexión 4.
(Dimensiones en **mm**)

Tablas de Resultados

Los resultados obtenidos en la tabla 3.28 corresponden a la teoría elástica presentada en la sección 3.2.5 *Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base empernada*.

Tabla 3.28 Esfuerzo sobre la placa base. Conexión 4.

Esfuerzo sobre la placa base	
e	323 mm
f_p	29.22 N/mm ²
A	272 mm
f_m	23.30 N/mm ²
T	467.93 kN

El espesor de la placa base presentada en la tabla 3.24 debe satisfacer las solicitaciones de flexión tanto de las acciones de los pernos como del hormigón ejercidas sobre la placa base, como se indica en las tablas 3.29 y 3.30. El análisis a flexión se llevó a cabo por medio de líneas de fluencia, tal como se explica en la sección 3.2.2 *Líneas de fluencia*.

Tabla 3.29 Flexión por hormigón. Conexión 4.

Flexión por el hormigón	
CASO 1	
M	4350.99 $N \cdot mm/mm$
t_{p1}	8.83 mm
CASO 2	
a	100 mm
b	42 mm
x	10.1 mm
d	44.89 mm
e	2.95 mm
f	14.37 mm
TI	20.22
TEA	20084.01
TEB	5824.87
TE	45992.89
M	2274.27 $N \cdot mm/mm$
t_{p2}	6.38 mm

Tabla 3.30 Flexión por el perno. Conexión 4.

Flexión por el perno	
CASO 1	
M	7157.22 $N \cdot mm/mm$
t_{p3}	11.32 mm
CASO 2	
M	18717.36 $N \cdot mm/mm$
t_{p4}	18.31 mm

El diseño de la soldadura, se ha efectuado siguiendo las especificaciones del Capítulo J del AISC-360-10. En la tabla 3.29 se observa que el valor de demanda es menor que la capacidad de la soldadura, por lo que el diseño se considera satisfactorio.

Tabla 3.31 Soldadura en la columna. Conexión 4.

Soldadura en la columna	
Demanda	
R_u	1032.60 kN
Capacidad	
Pie	15 mm
Longitud	400 mm
ϕRn_2	1383.21 kN

En la tabla 3.31, el diseño de los pernos resulta satisfactorio debido a que en los resultados obtenidos la capacidad supera a la demanda tanto para el diseño a cortante como para tracción en los pernos.

Tabla 3.32 Cortante y tracción en los pernos. Conexión 4.

Cortante en los pernos		Tracción en los pernos	
Demanda		Capacidad	
σ_T	307.74 N/mm ²	N_{sa}	563.81 kN
τ	90.55 N/mm ²	N_{cbg}	535,89 kN
σ_{VP}	345.40 N/mm ²	N_{pn}	512.06 kN
Capacidad		Demanda	
f_u	412 N/mm ²	T	467.93 kN

El espesor requerido para los rigidizadores se presenta en la tabla 3.33, basado en el diseño presentado en la sección 3.2.4 *Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base rigidizada empernada (grande excentricidades)*.

Tabla 3.33 Esfuerzo en los rigidizadores. Conexión 4.

Esfuerzo en los rigidizadores	
c	94 mm
M_r	23.85 kN.m
A_r	20000 mm ²
M_p	23.3 kN.m

Comentario

En base a los diseños presentados para conexión columna tubular compuesta a cimentación con placa base empernada rigidizada y no rigidizada, se puede comentar lo siguiente:

En la conexión 3, el espesor de la placa base es de 600 x 600 x 52 mm, mientras que en la conexión 4, la placa base es de menor espesor 600 x 600 x 20 mm debido a la implementación de rigidizadores de 200 x 100 x 20 mm. Sin embargo, analizando el peso en acero de cada conexión, se tiene un peso de 147 kg para la conexión 3 y un peso de 58 kg para la conexión 4. Lo que implica una reducción del 60% del acero y por lo tanto resulta muy rentable el uso de rigidizadores en este tipo de conexiones, lo cual justifica un diseño más complejo.

4. Modelación de conexiones por el método de elementos finitos

El proceso de modelación de las conexiones persigue el objetivo de visualizar el comportamiento de los elementos de la unión en función de su geometría, propiedades de los materiales, restricciones y condiciones de apoyo, y de las acciones externas a las que se encuentran sometidos; con el fin de analizar los resultados obtenidos y comprobar las hipótesis planteadas en la metodología de diseño.

A continuación se expone la modelación de las cuatro conexiones previamente diseñadas empíricamente, especificadas en la secciones: *3.1.3 Diseño de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo*, *3.1.4 Diseño de conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo*, *3.2.5 Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base empernada*, y *3.2.6 Diseño de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base rigidizada empernada, respectivamente*.

4.1 Consideraciones generales

El proceso de la modelación que se llevó a cabo comprende de: pre proceso, cálculo y post proceso.

a) Pre proceso

Inicialmente, se ha definido la geometría en base al dimensionamiento presentado anteriormente para cada conexión, considerando como material acero estructural y

utilizando elementos tipo placa (o tipo *Plate*) que posteriormente se mallaron manualmente.

A los elementos de unión que comparten nodos comunes de mallado, se los considera por el programa como soldados por defecto. Por lo que se ha tomado en cuenta este fundamento para definir los elementos que constructivamente deberán soldarse para simular el comportamiento que se presenta en la realidad.

Las condiciones de apoyo dependerán de cada caso de conexión y se aplicarán al punto medio de las caras donde se ejercerán las acciones al modelo, utilizando elementos especiales (*link*) que representan un lazo de conexión de rigidez infinita, por lo que la distancia entre ellos permanece siempre igual, permitiendo restringir el giro entre dos nodos en cualquier plano.

Previo al análisis estático no lineal todos los elementos serán designados a la tabla esfuerzo – deformación del acero previamente definida en el programa, para brindarles un comportamiento no lineal.

Con el fin de definir la variación de la magnitud de esfuerzo en función de la deformación, se resolvió aplicar desplazamientos y no fuerzas para garantizar la obtención de un resultado de esfuerzo correspondiente y confiable.

b) Cálculo

El cálculo considera un análisis estático lineal y estático no lineal para cada caso de conexión. Dentro del análisis con comportamiento no lineal se toma en cuenta la no linealidad del material y se especifican incrementos de carga (*Load Cases*) y casos de coacciones (*Freedom Cases*) de 0,25, 0,50, 0,75 y 1.

c) Post proceso

Una vez resueltos los modelos, se verifican los resultados de esfuerzo principal (*Stress*) y de deformación principal (*Strain*), según el modelo de Von Mises, además se visualizará el desplazamiento para comparar con el comportamiento esperado en el diseño empírico y comprobar que las predicciones de líneas de fluencia sean coherentes.

Se resolvió visualizar los resultados en función del esfuerzo Von Mises, ya que en la ingeniería estructural se usa en el contexto de las teorías de falla como indicador de un buen diseño para materiales dúctiles, en base a que esta tensión puede calcularse a partir de las tensiones principales del tensor tensión en un punto de un sólido deformable.

Como reseña, la tensión de Von Mises y el criterio de falla elástico asociado debe su nombre a Richard Edler von Mises (1913) quien propuso que un material dúctil sufría falla elástica cuando la energía de distorsión elástica rebasaba cierto valor. Sin embargo, el criterio fue claramente formulado con anterioridad por Maxwell en 1895

(Ford, *Advanced Mechanics of Materials*, Longmans, London, 1963) más tarde también Huber (1904), en un artículo en polaco anticipó hasta cierto punto la teoría de falla de Von Mises (Hill, R. *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford, Clarendon Press, 1950.) Por todo esto a veces se llama la teoría de falla elástica basaba en la tensión de Von Mises como teoría de Maxwell-Hencky-von-Mises y también teoría de falla J_2 .

4.2 Modelación de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo (conexión 1)

4.2.1 Propiedades de los elementos

El dimensionamiento de los elementos de la conexión corresponde con el detalle presentado en la sección 3.1.3. La figura 4.1 representa la modelación de la primera conexión.

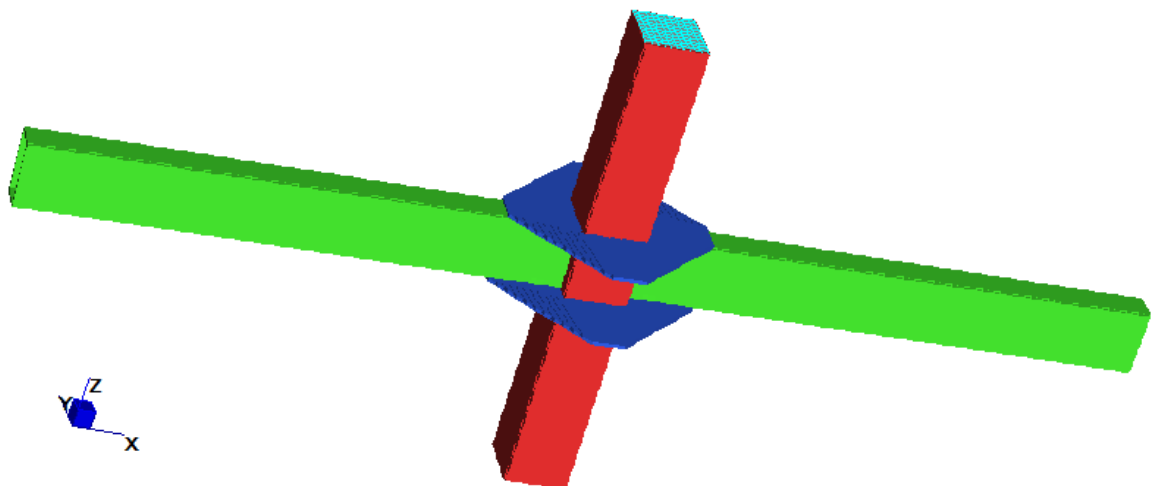


Figura 4.1 Modelación de conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo. Conexión 1.

La columna, las vigas tubulares y los diafragmas externos han sido modelados como elementos *plate*, con los espesores correspondientes y las propiedades del acero estructural. La columna ha sido modelada con elementos *brick* en su interior, con las propiedades del hormigón de $f'c = 25MPa$, para representar el comportamiento de una columna compuesta. (Figura 4.2).

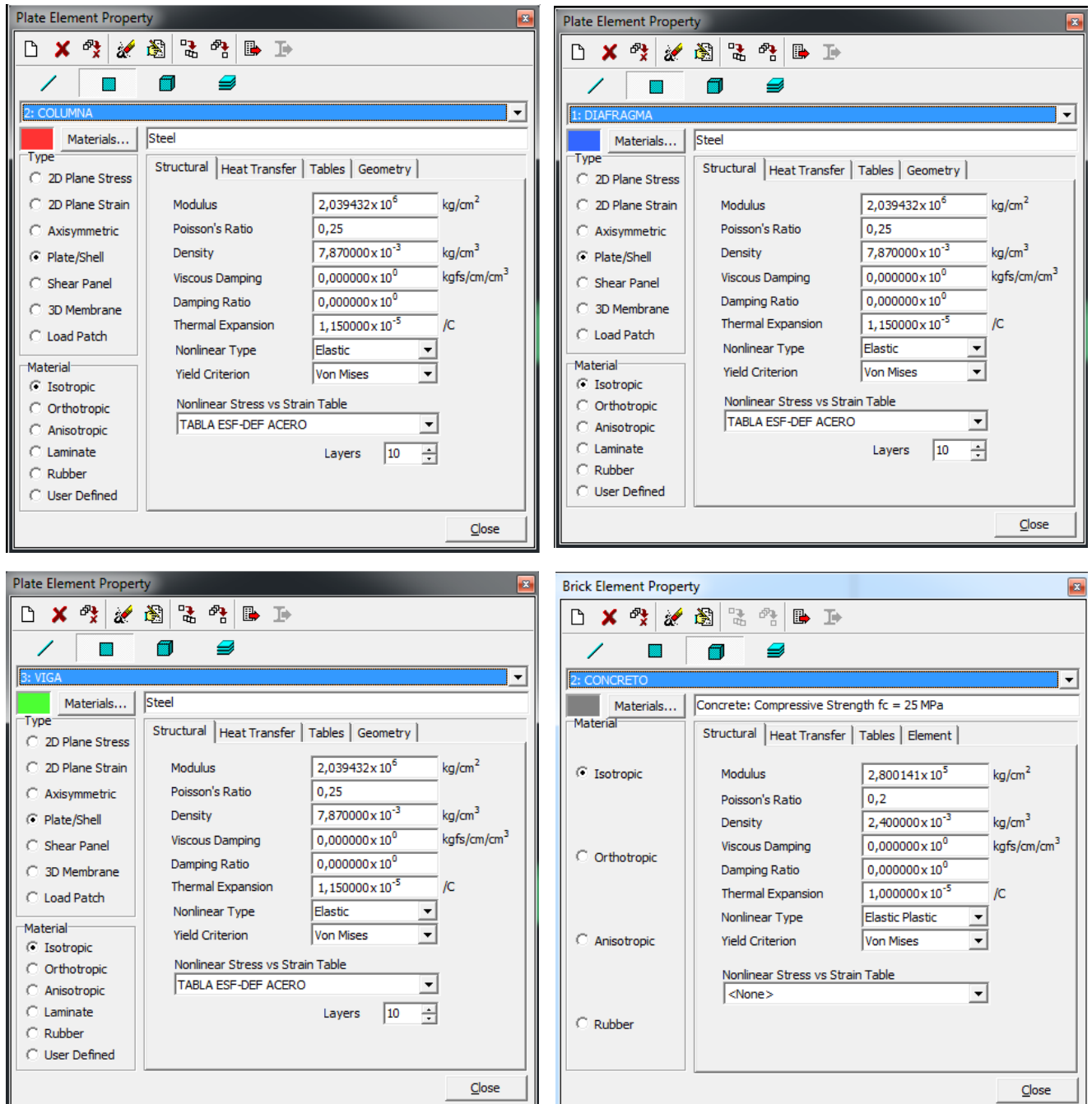


Figura 4.2 Propiedades de los elementos de la conexión 1

Todos los elementos han sido asignados a la Tabla esfuerzo- deformación del acero que se muestra a continuación, para adoptar un comportamiento no lineal. (Figura 4.3)

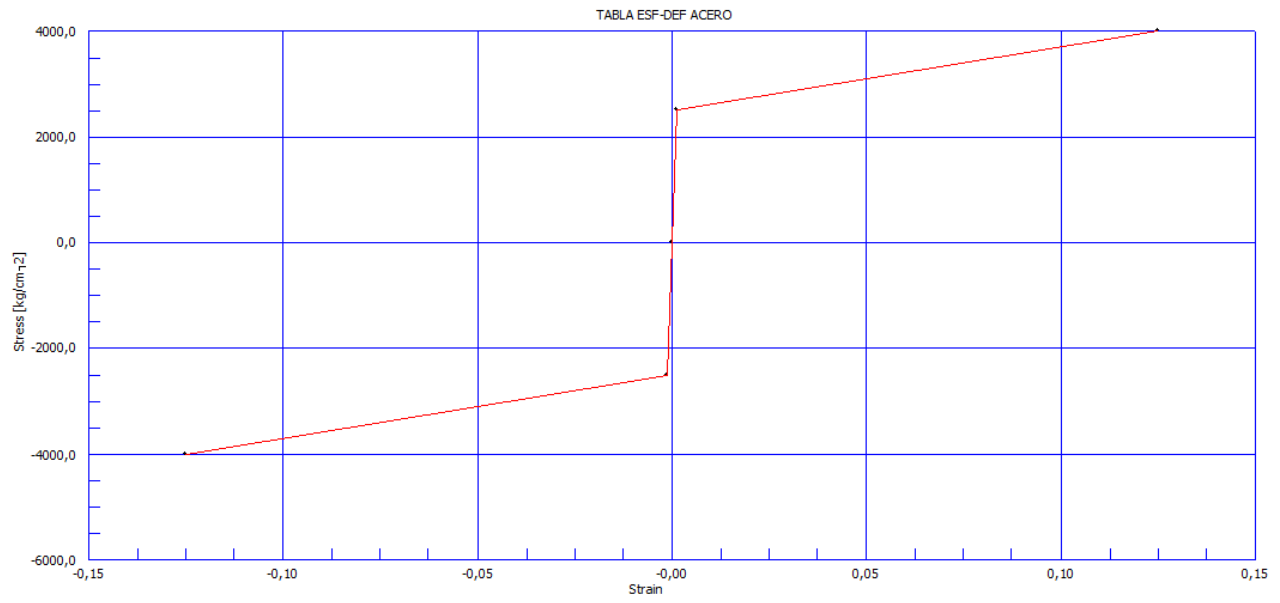


Figura 4.3 Tabla esfuerzo –deformación del acero

4.2.2 Restricciones y aplicación de desplazamientos

Tomando en cuenta el plano horizontal (x) y vertical (z), la columna se restringe en el eje z y en la cara superior se aplica un desplazamiento en x igual al $2\%hi$ en función del límite de deriva de piso especificado en la sección 2.2.2; que para el caso equivale a un desplazamiento de $6cm$. Las vigas se restringen en el eje z y y , para evitar que se produzca pandeo lateral torsionante en las vigas. Ver Figuras 4.4, 4.5 y 4.6

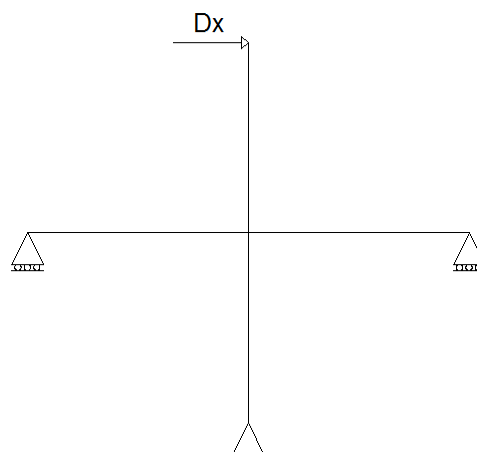


Figura 4.4 Esquema de condiciones de apoyo y desplazamiento. Conexión 1 y 2.

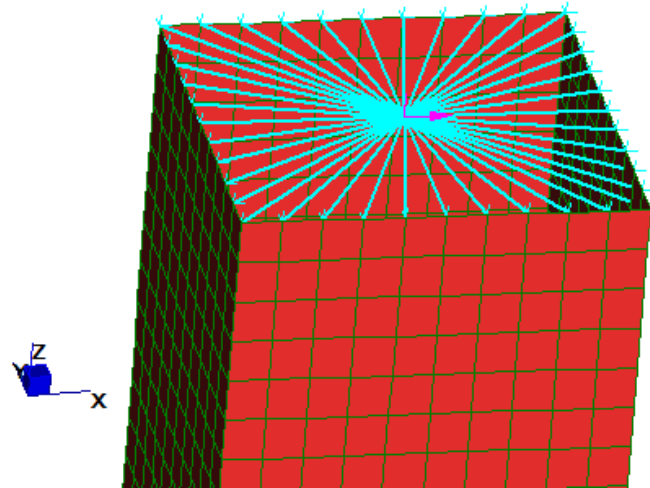


Figura 4.5 Restricción en el eje z y aplicación de desplazamiento en x en la cara superior de la columna. Conexión 1 y 2.

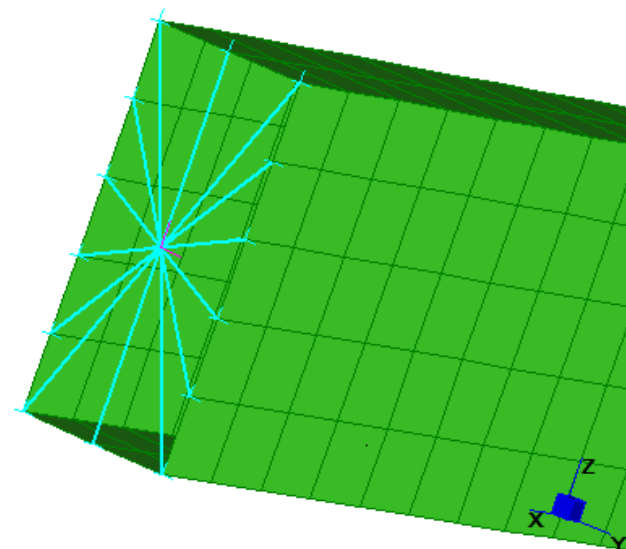


Figura 4.6 Restricción en el eje z aplicado en la caras de las vigas. Conexión 1.

4.2.3 Resultados

En la modelación de la conexión 1, se realizó el análisis estático lineal y no lineal para la obtención de resultados de esfuerzo Von Mises, y se presenta también la deformación y el desplazamiento de la conexión con análisis estático lineal.

Esfuerzo según el modelo de Von Mises

- *Análisis estático lineal:*

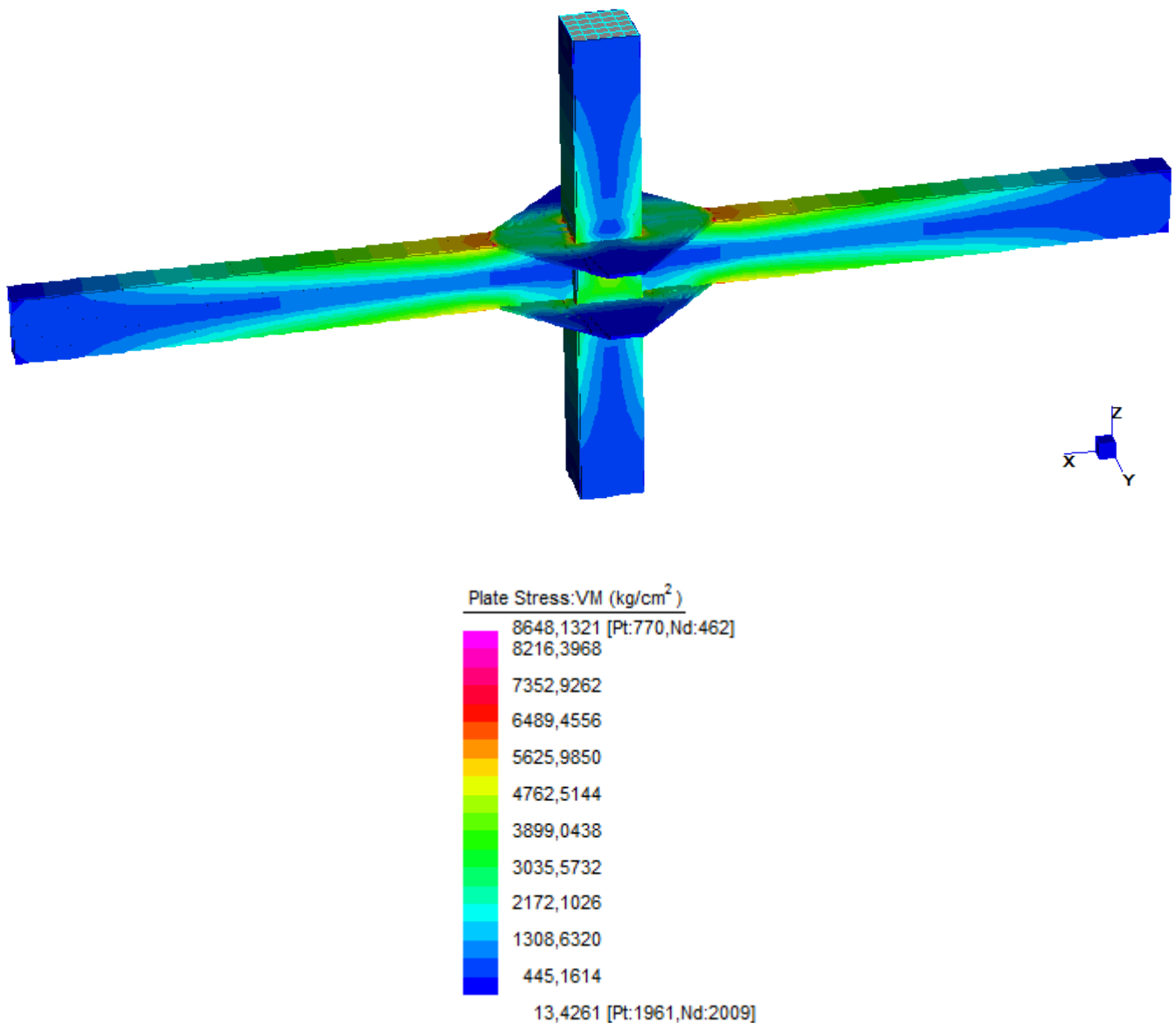


Figura 4.7 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 1.

- *Análisis estático no lineal:*

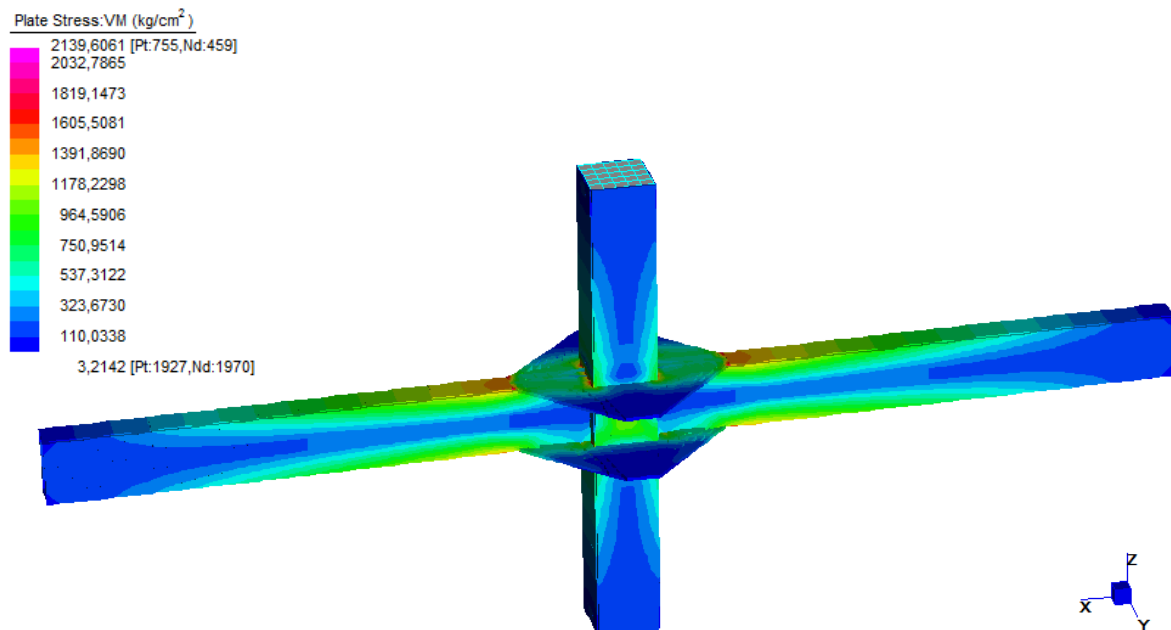


Figura 4.8 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 25%. Conexión 1.

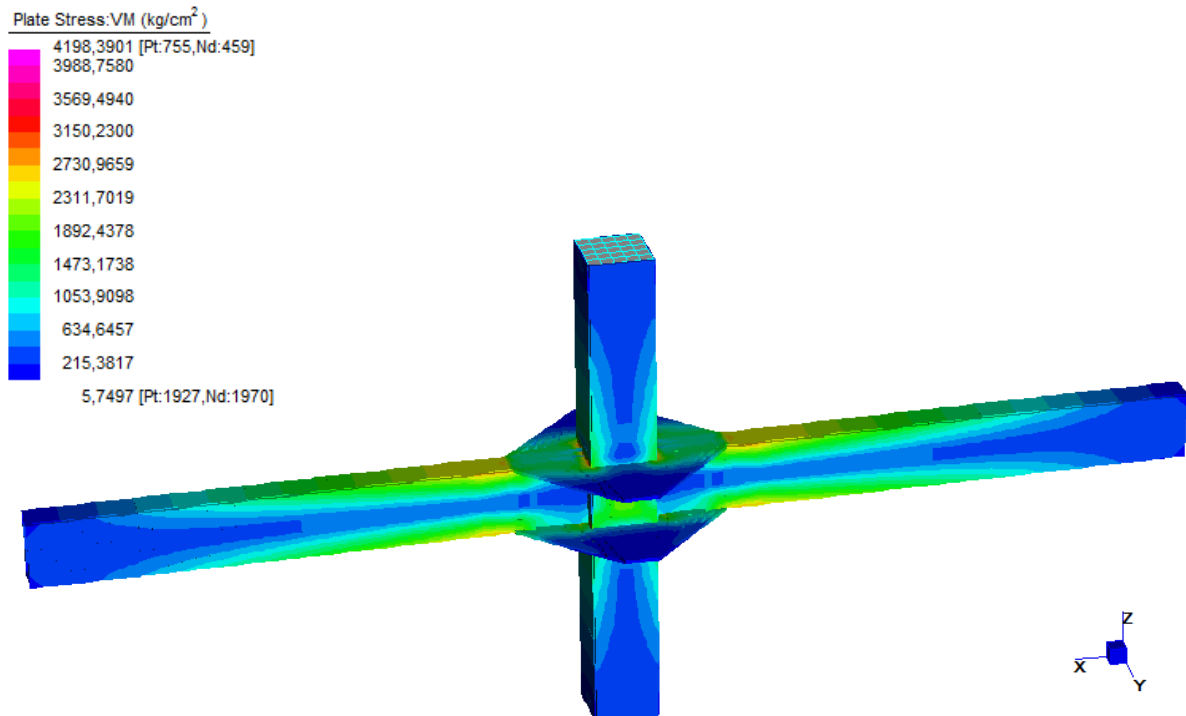


Figura 4.9 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 50%. Conexión 1.

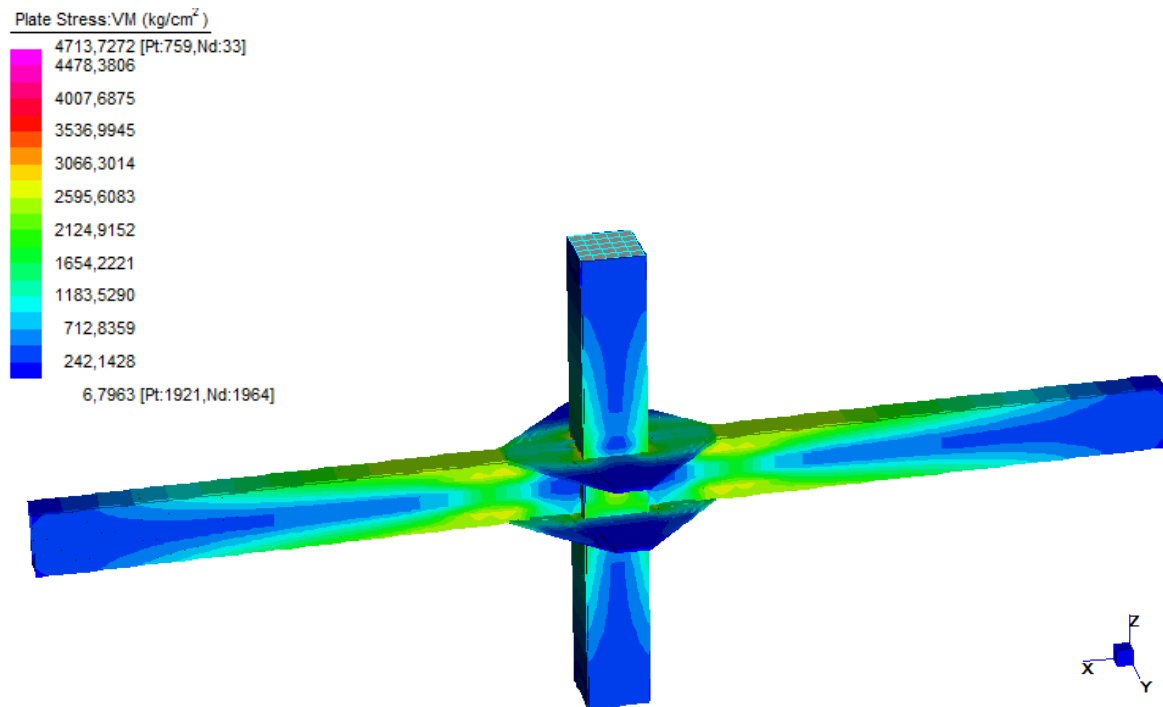


Figura 4.10 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 75%. Conexión 1.

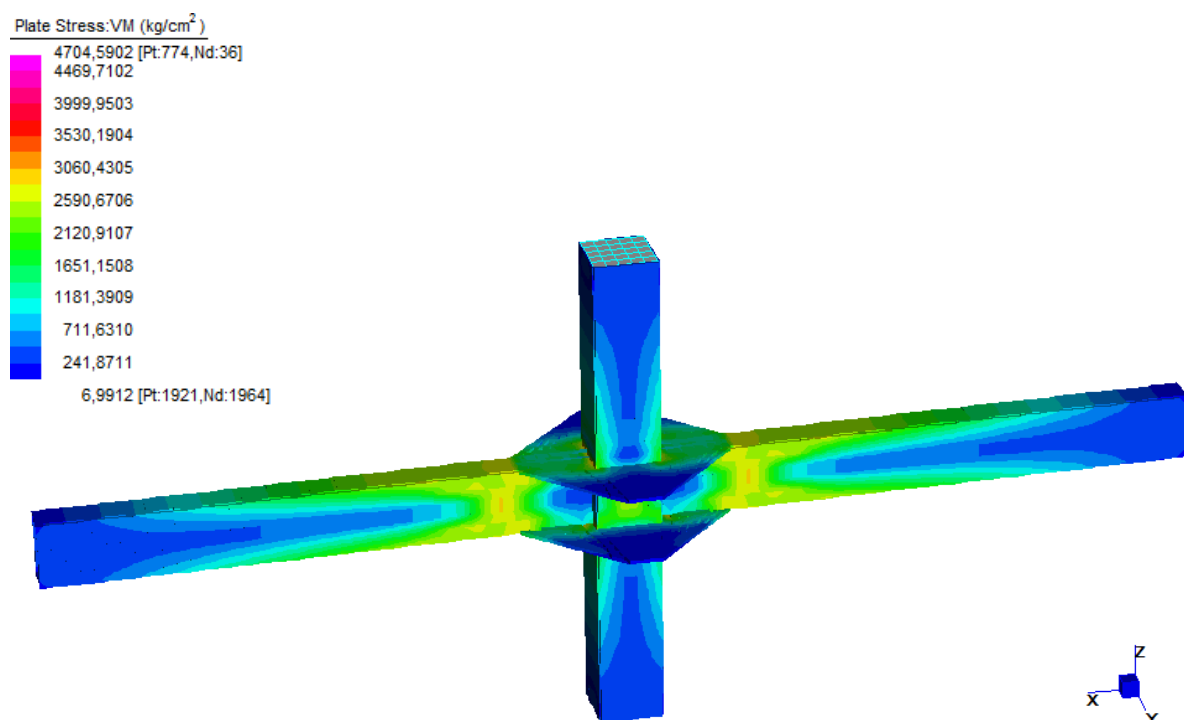


Figura 4.11 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 100%. Conexión 1.

Deformación principal según el modelo de Von Mises

ANALISIS ESTATICO LINEAL

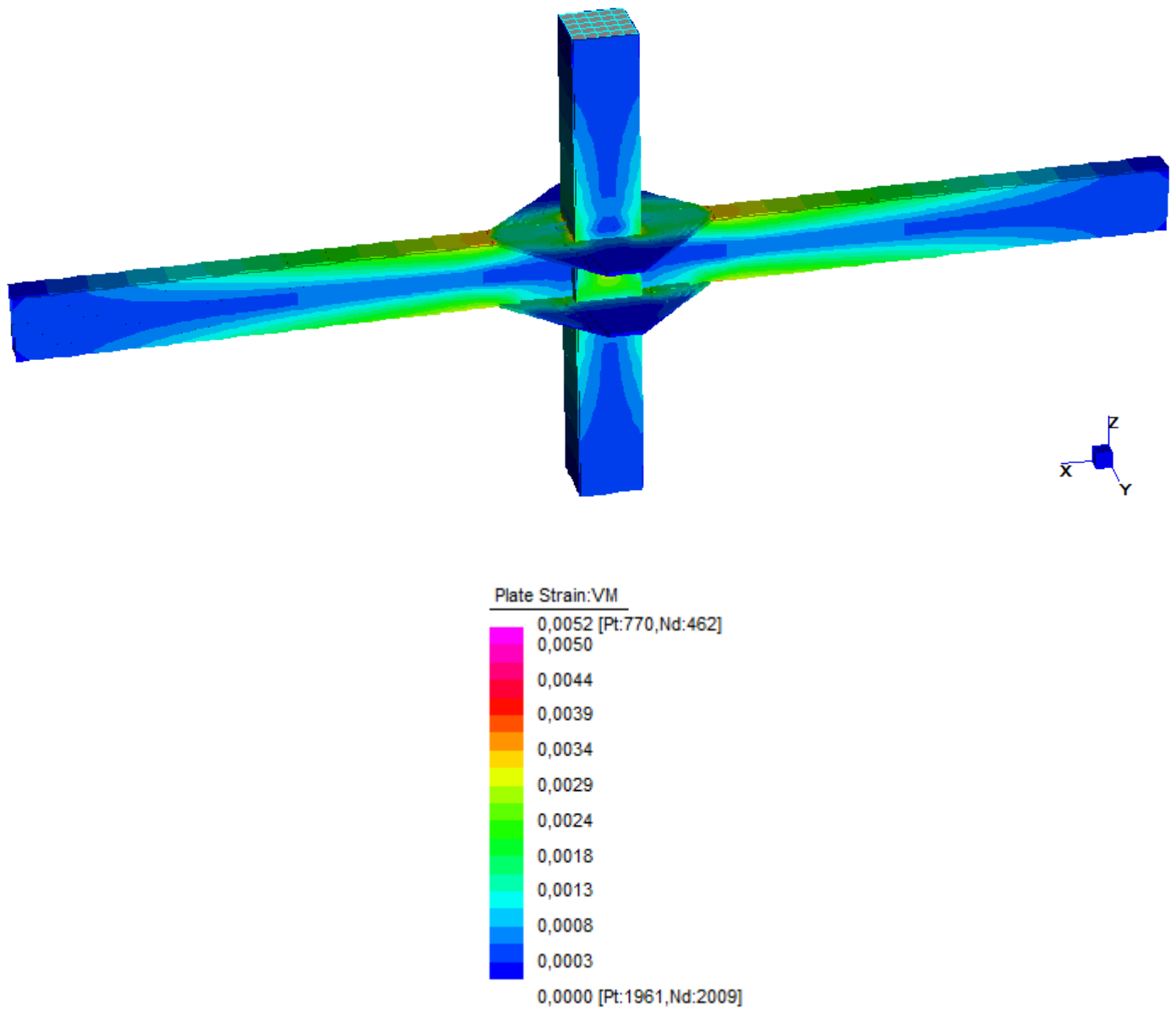
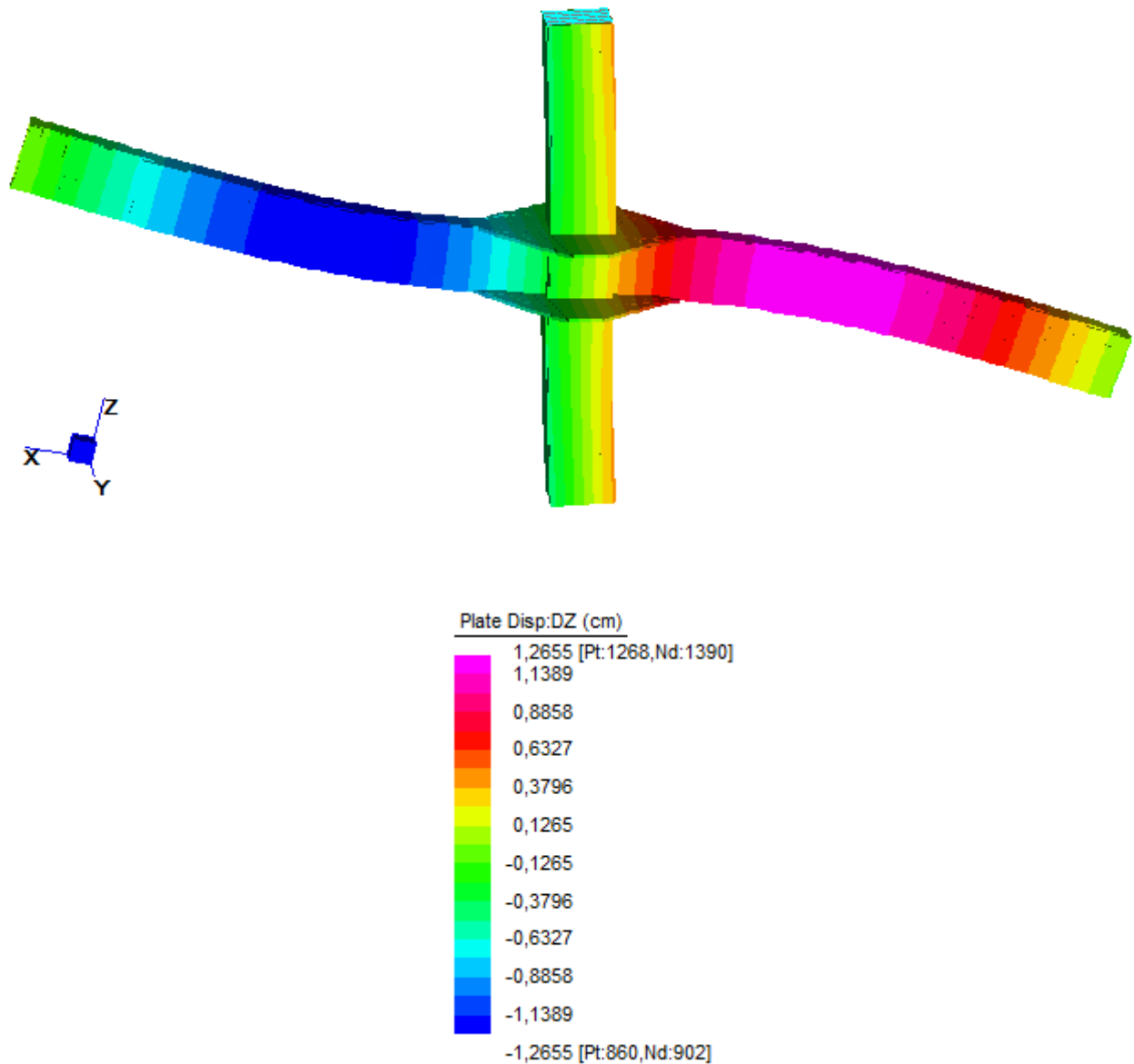


Figura 4.12 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 1.

Desplazamiento Dz. Escala 10%*ANALISIS ESTATICO LINEAL***Figura 4.13** Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 1.

Análisis de resultados

Una vez realizadas las modelaciones para la conexión 1: conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo, se puede mencionar que:

En base al límite elástico del acero $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, en el análisis estático lineal (Figura 4.7), la viga es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, ya que se muestran zonas de fluencia concentradas principalmente en las alas de las vigas, en donde termina el diafragma externo, como se planteó en el diseño empírico. El segundo elemento en fluir es el panel de columna y finalmente la columna y el diafragma. Mientras que en análisis estático no lineal (Figuras 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11), se visualiza resultados de fluencia progresivos para cada incremento de carga, mostrando el mismo comportamiento de esfuerzo que en el análisis lineal, se puede observar como las zonas de fluencia se extienden desde las alas hacia las paredes de las vigas.

En los resultados de deformación (Figura 4.12), se toma en cuenta el valor de deformación máxima del acero de 0,00125 para verificar que el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la viga y posteriormente el panel de la columna, la columna y el diafragma.

En la Figura 4.13, se muestra la simulación del desplazamiento de la conexión, en la cual se verifica que el modo de falla de las vigas es por flexión sin que se produzca pandeo local torsionante en las mismas.

En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación y podemos concluir como satisfactorio el diseño de la conexión 1.

4.3 Modelación de conexión viga I - columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo (Conexión 2)

4.3.1 Propiedades de los elementos

El dimensionamiento de los elementos de la conexión corresponde con el detalle presentado en la sección 3.1.4. La figura 4.14 representa la modelación de la segunda conexión.

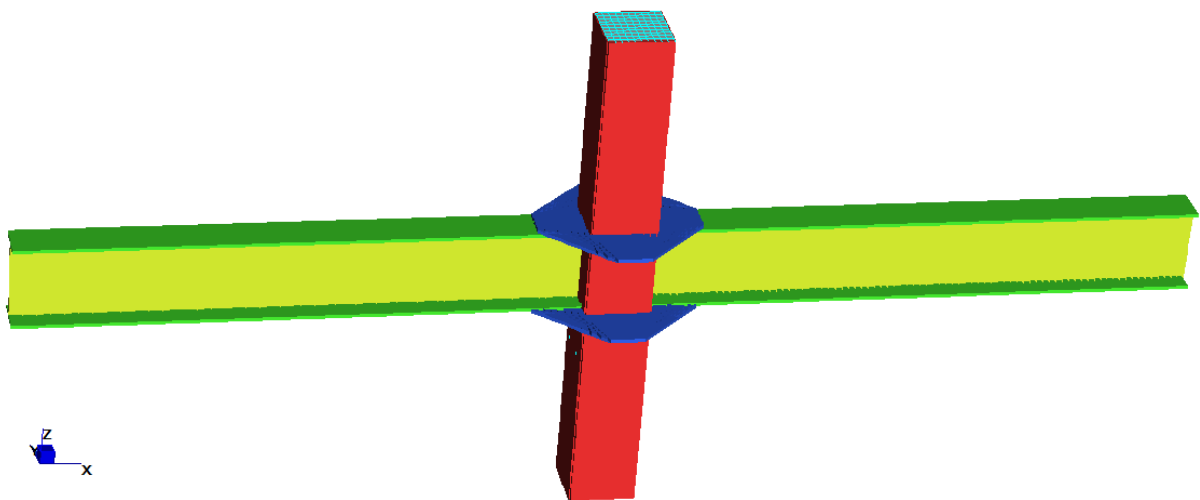


Figura 4.14 Modelación de conexión viga I– columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo. Conexión 2.

La columna, las vigas I y los diafragmas externos han sido modelados como elementos *plate*, con los espesores correspondientes y las propiedades del acero estructural. Al igual, todos los elementos han sido asignados a la Tabla esfuerzo-deformación del acero. (Figura 4.3). La columna ha sido modelada con elementos *brick* en su interior, con las propiedades del hormigón de $f'_c = 25MPa$, para representar el comportamiento de una columna compuesta. (Figura 4.15)

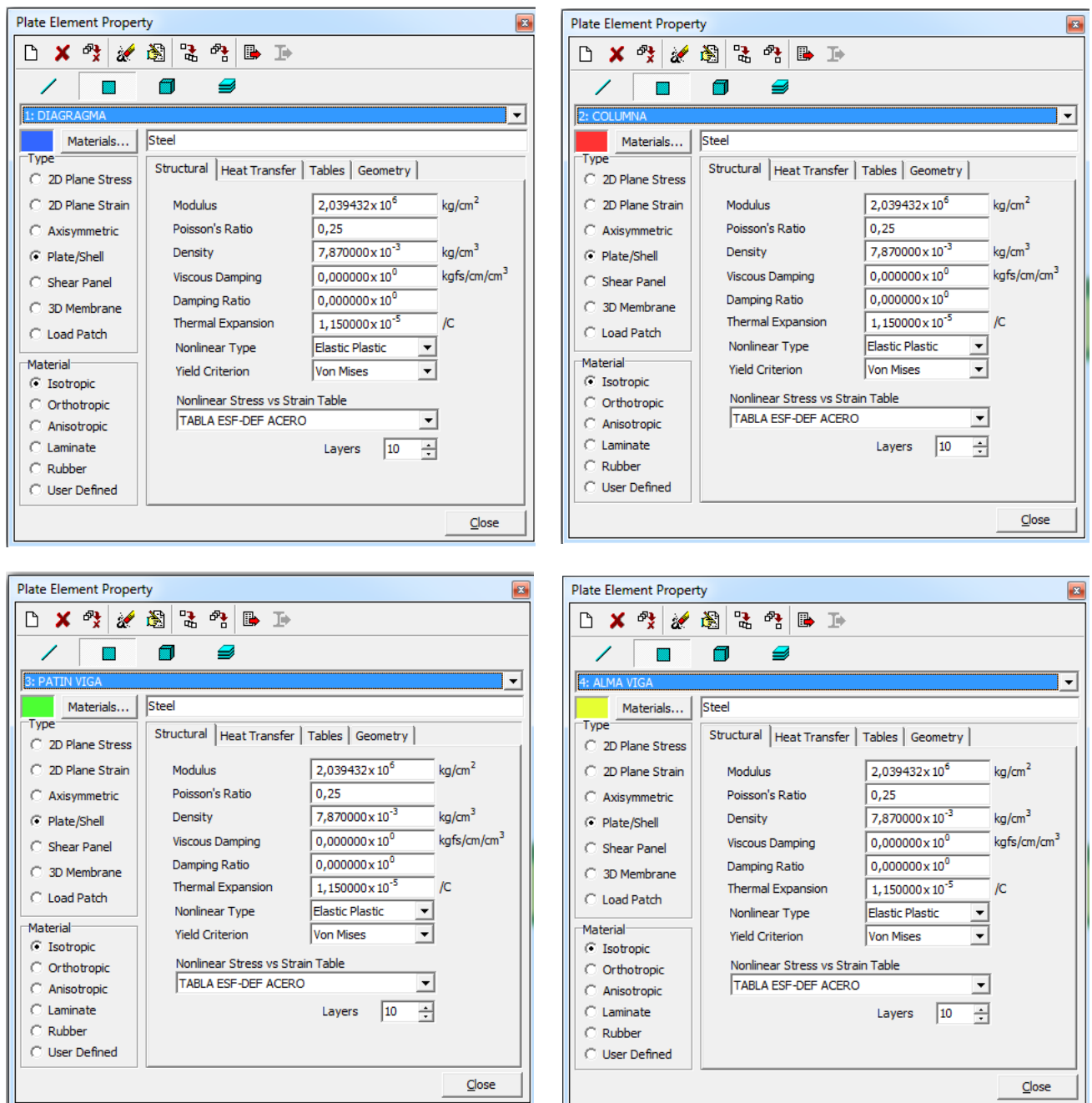


Figura 4.15 Propiedades de los elementos de la conexión 2

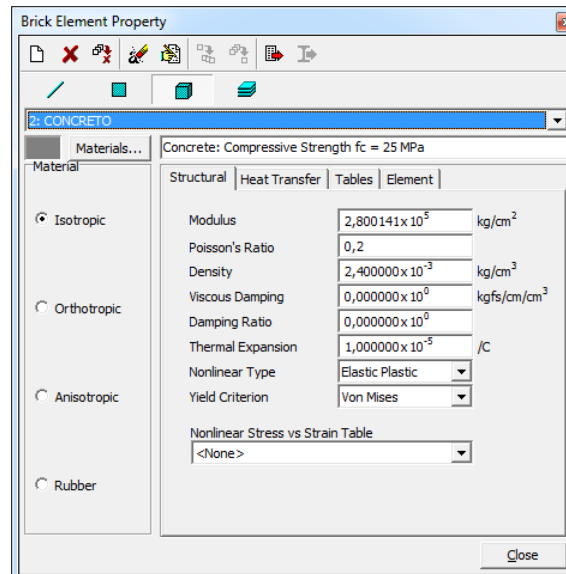


Figura 4.15 Propiedades de los elementos de la conexión 2

4.3.2 Restricciones y Aplicación de desplazamientos

Tomando en cuenta el plano horizontal (x) y vertical (z), la columna se restringe en el eje z y en la cara superior se aplica un desplazamiento en x igual al $2\%hi$ en función del límite de deriva de piso especificado en la sección 2.2.2, que para el caso equivale a un desplazamiento de $6cm$. (Ver Figuras 4.4 y 4.5). Las vigas se restringen en el eje z y y , para evitar que se produzca pandeo lateral torsionante en las vigas. (Figura 4.16)

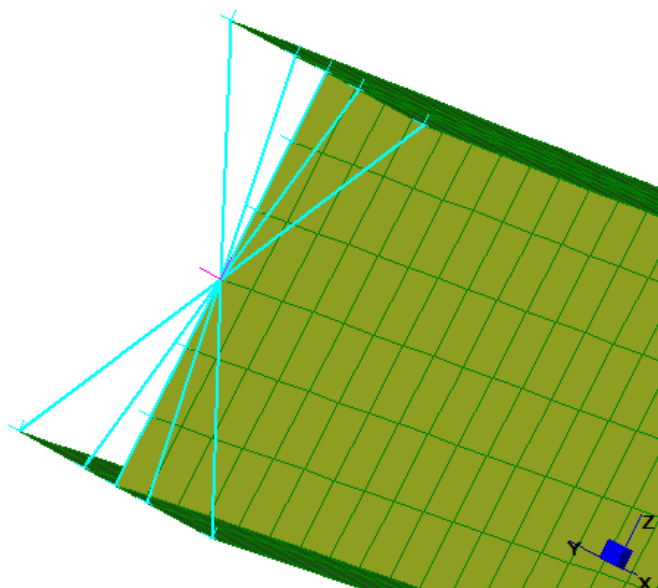


Figura 4.16 Restricción en el eje z aplicado en las caras de las vigas. Conexión 2.

4.3.3 Resultados

En la modelación de la conexión 2, se realizó el análisis estático lineal y no lineal para la obtención de resultados de esfuerzo Von Mises, y se presenta también la deformación y el desplazamiento de la conexión con análisis estático lineal.

Esfuerzo según el modelo de Von Mises

- *Análisis estático lineal:*

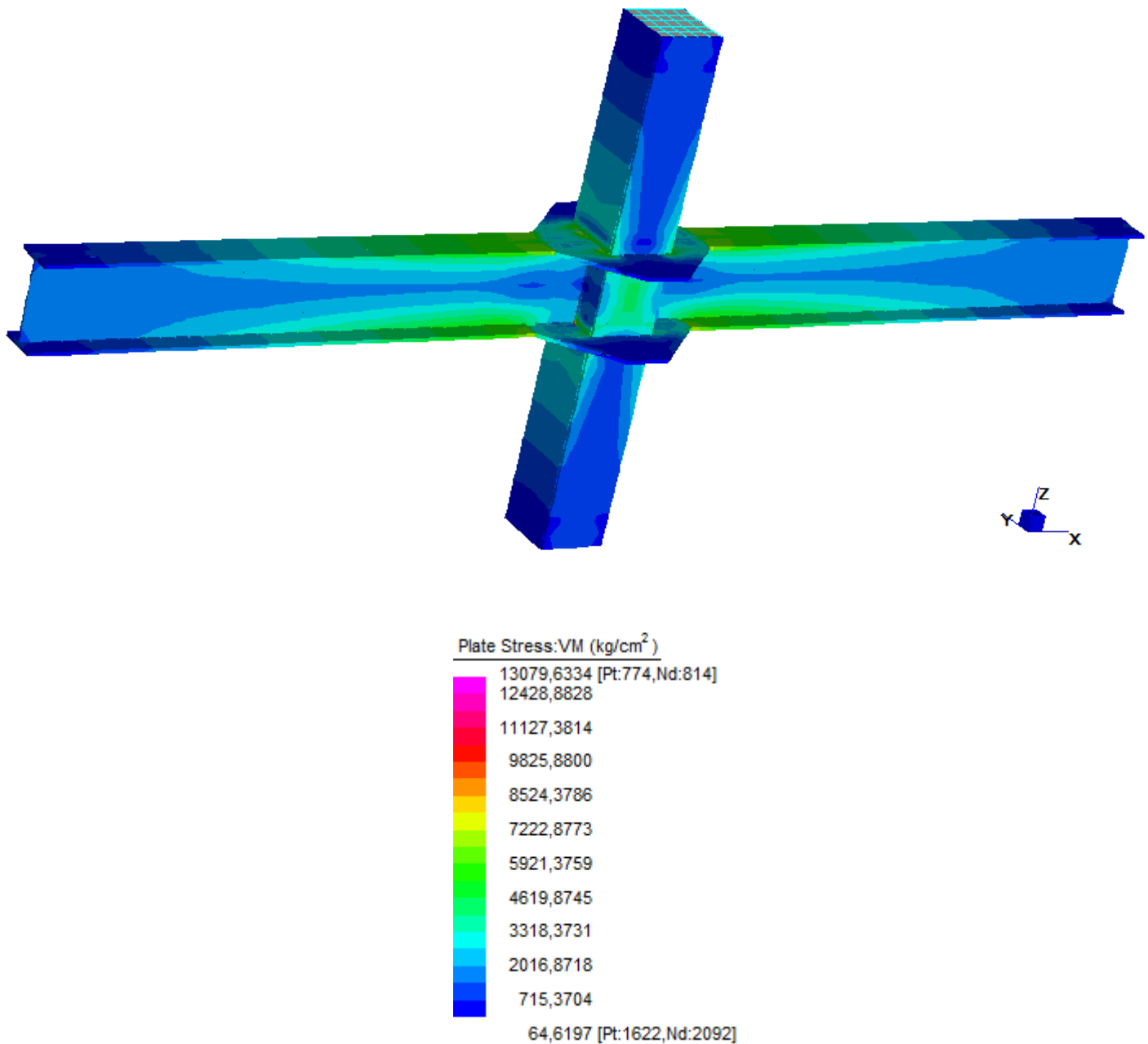


Figura 4.17 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 2.

- *Análisis estático no lineal*

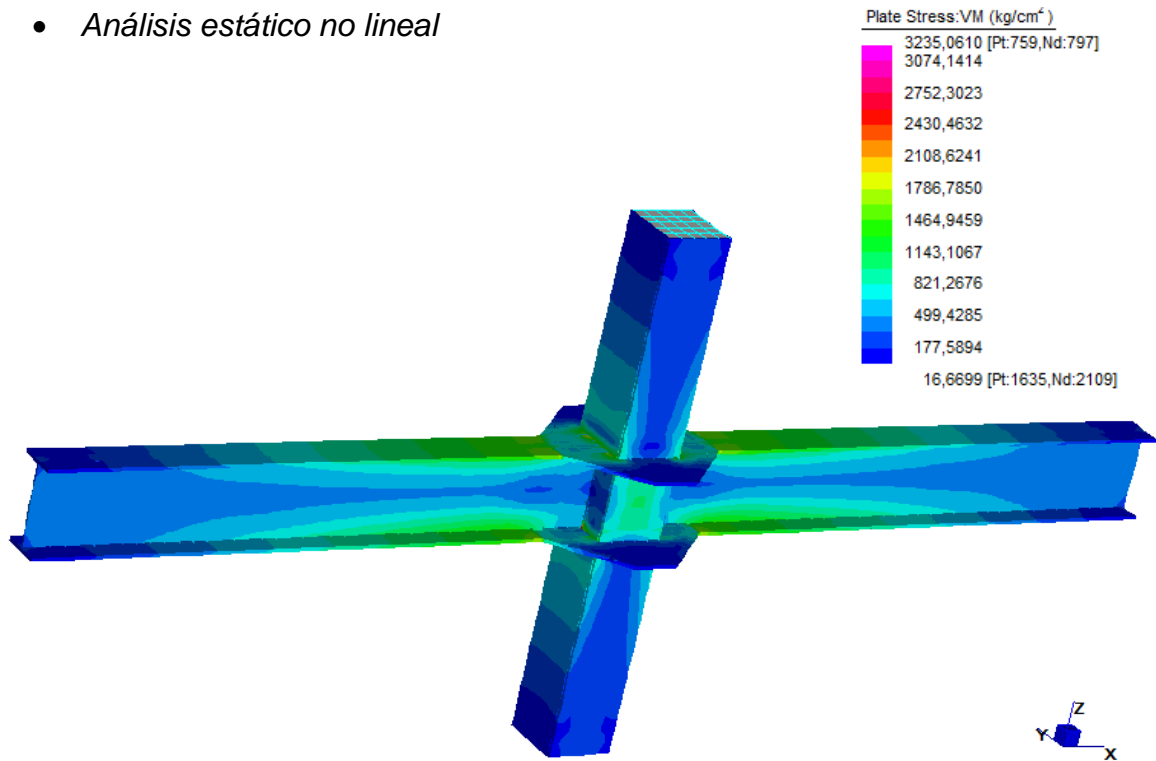


Figura 4.18 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 25%. Conexión 2.

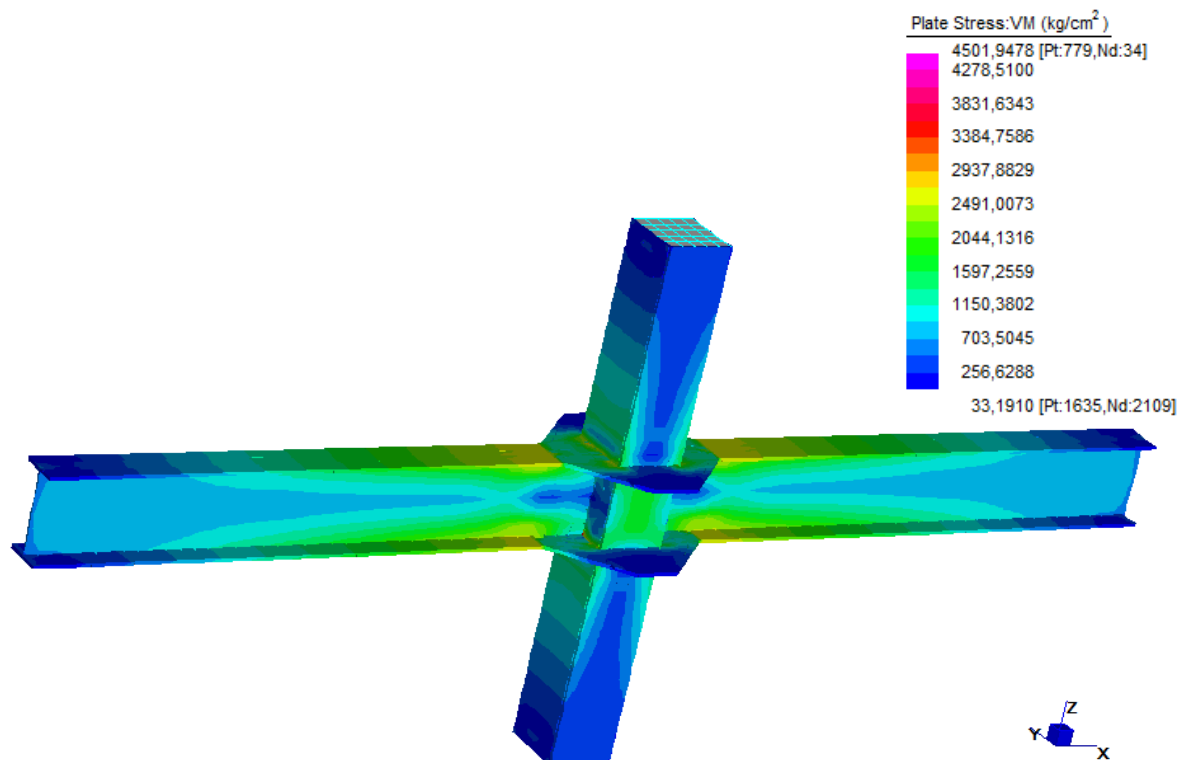


Figura 4.19 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 50%. Conexión 2.

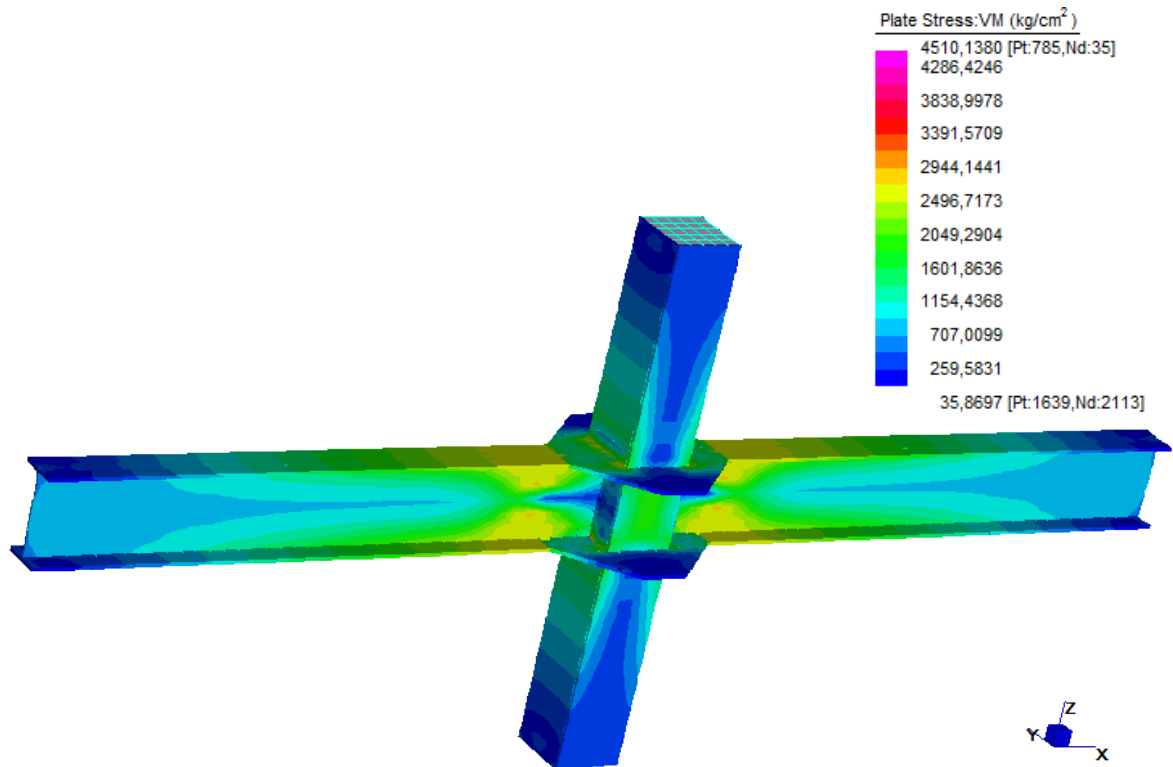


Figura 4.20 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 75%. Conexión 2.

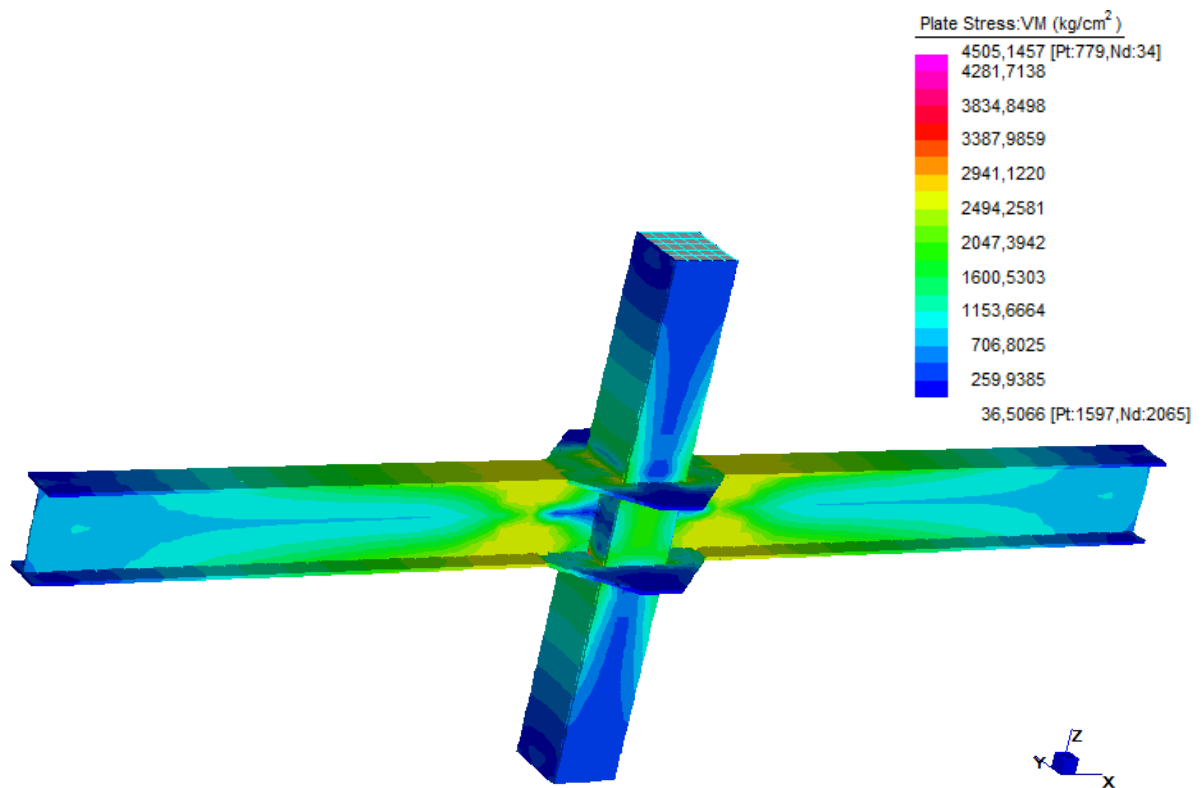


Figura 4.21 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 100%. Conexión 2.

Deformación principal según el modelo de Von Mises

ANALISIS ESTATICO LINEAL

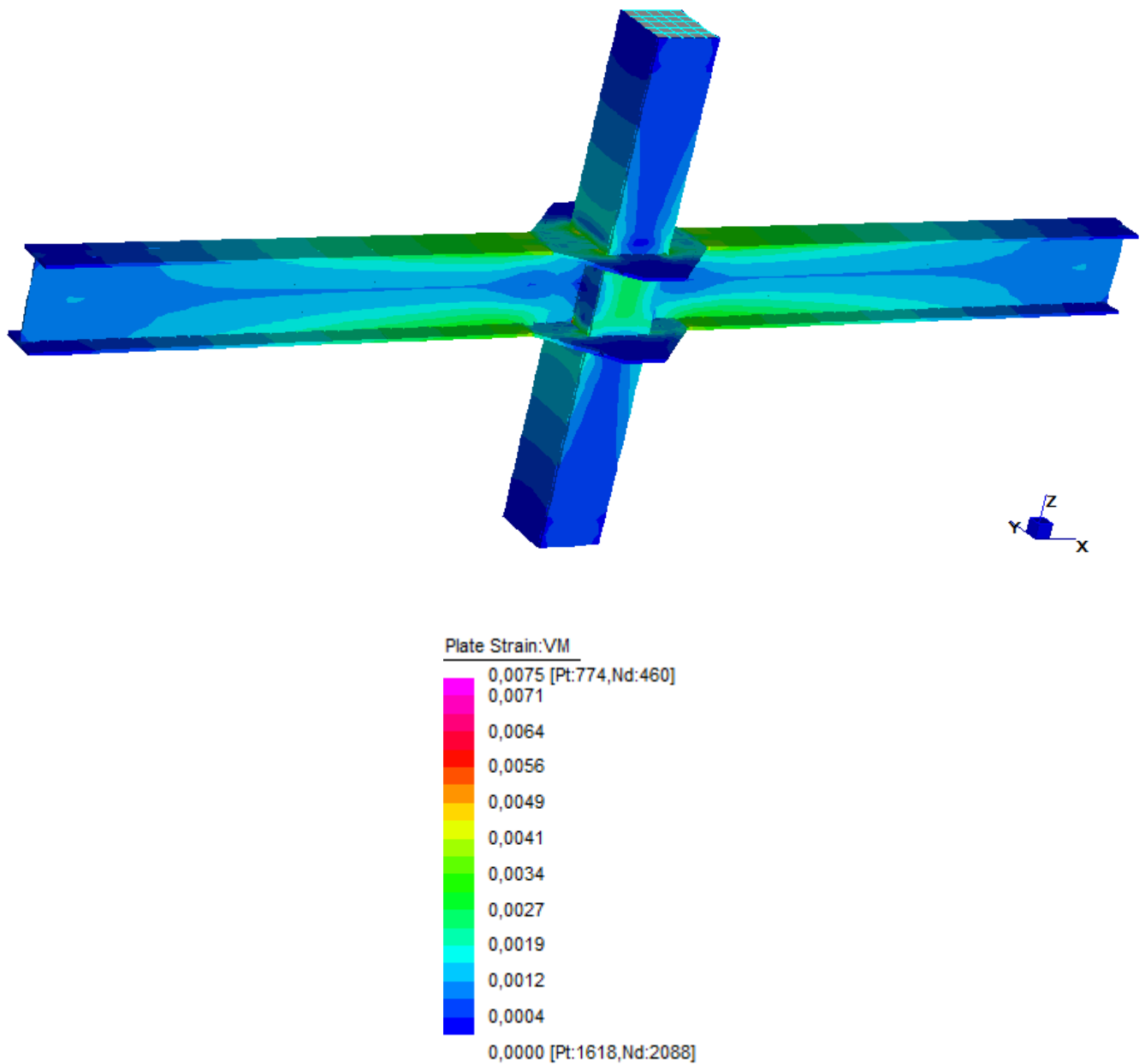
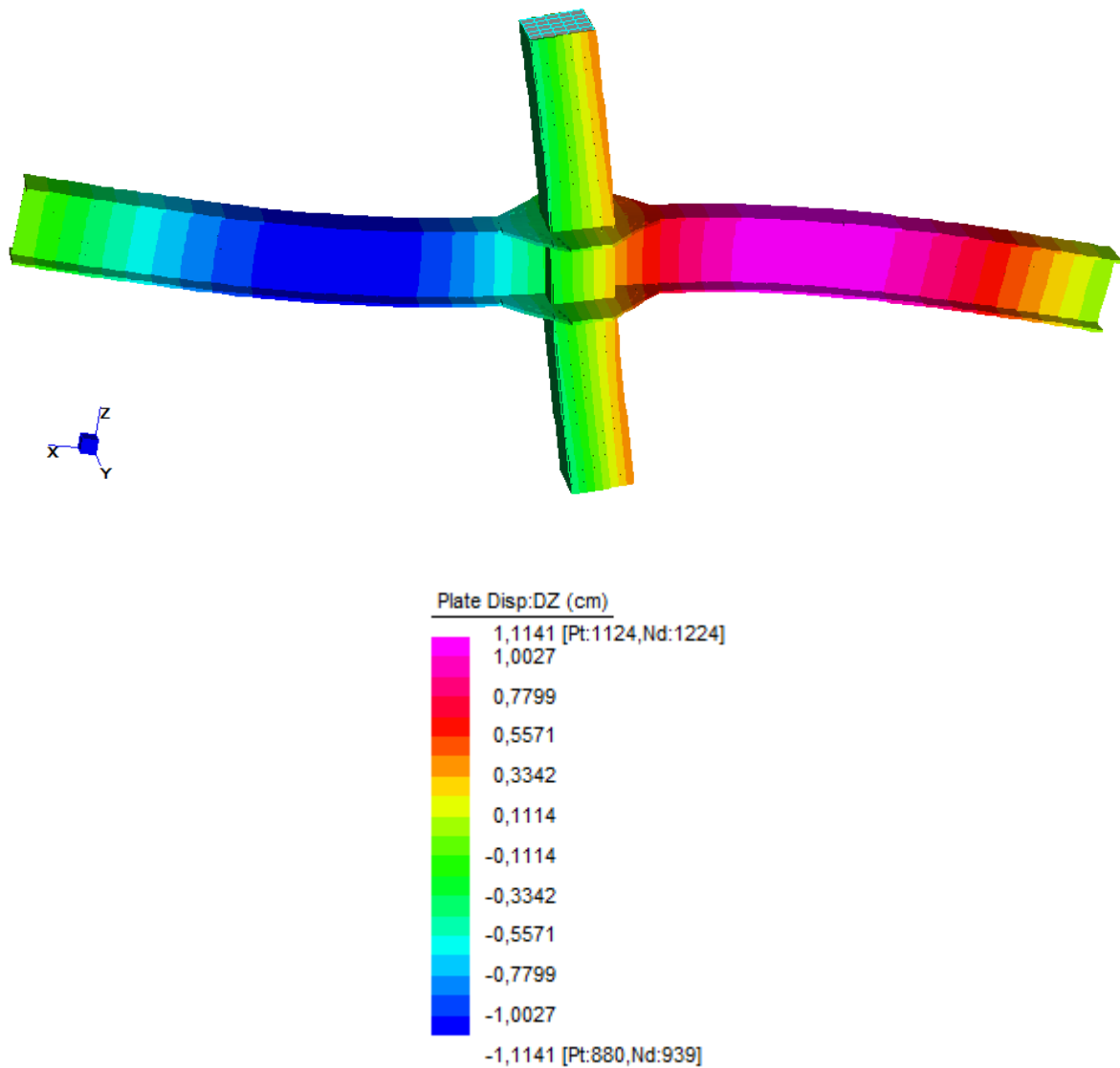


Figura 4.22 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 2.

Desplazamiento Dz. Escala 10%*ANALISIS ESTATICO LINEAL***Figura 4.23** Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 2.

Análisis de resultados

Una vez realizadas las modelaciones para la conexión 2: conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo se puede mencionar que:

En base al límite elástico del acero $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, en el análisis estático lineal (Figura 4.17), la viga es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, ya que se muestran zonas de fluencia concentradas principalmente en las alas de las vigas, en donde termina el diafragma externo, como se planteó en el diseño empírico. El segundo elemento en fluir es el panel de columna y finalmente la columna y el diafragma. Mientras que en análisis estático no lineal (Figuras 4.18, 4.19, 4.20 y 4.21), se visualiza resultados de fluencia progresivos para cada incremento de carga, mostrando el mismo comportamiento de esfuerzos que en el análisis lineal; además al igual que en la conexión 1, las zonas de fluencia se extienden hacia el alma de la viga.

En los resultados de deformación (Figura 4.22), se toma en cuenta el valor de deformación máxima del acero de 0,00125 para verificar que el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la viga y posteriormente el panel de la columna, la columna y el diafragma.

Se observa que el panel de la columna de la conexión 1 llega a la fluencia más pronto que el panel de la columna de la conexión 2, consideramos esto apropiado debido a que en la conexión 2, el panel de la columna es de mayores dimensiones.

En la Figura 4.23, se muestra la simulación del desplazamiento de la conexión, en la cual se verifica que el modo de falla de las vigas es por flexión sin que se produzca pandeo local torsionante en las mismas.

En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación y podemos concluir como satisfactorio el diseño de la conexión 2.

4.4 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base empernada (Conexión 3)

4.4.1 Propiedades de los elementos

El dimensionamiento de los elementos de la conexión corresponde con el detalle presentado en la sección 3.2.5. La figura 4.24 representa la modelación de la tercera conexión.

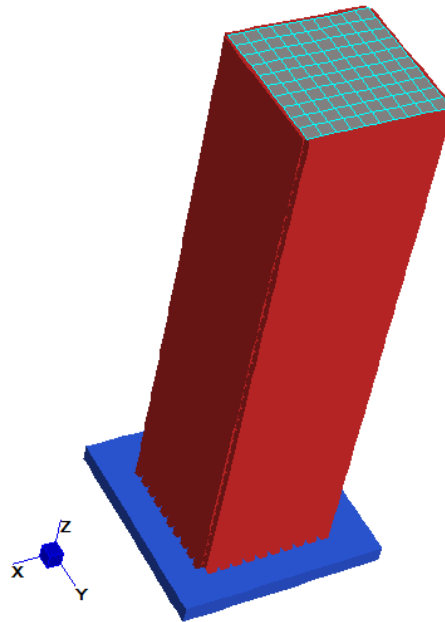


Figura 4.24 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base empernada. Conexión 3.

La columna y la placa base han sido modeladas como elementos *plate*, con los espesores correspondientes y las propiedades del acero estructural. (Figura 4.25). Los elementos han sido asignados a la Tabla esfuerzo- deformación del acero (Figura 4.3). Al igual que en las conexiones anteriores, la columna se modela compuesta.

El modelo presenta 12 pernos, 4 por cara, y cada perno está representado por 4 nodos, restringidos al desplazamiento en todos los ejes.

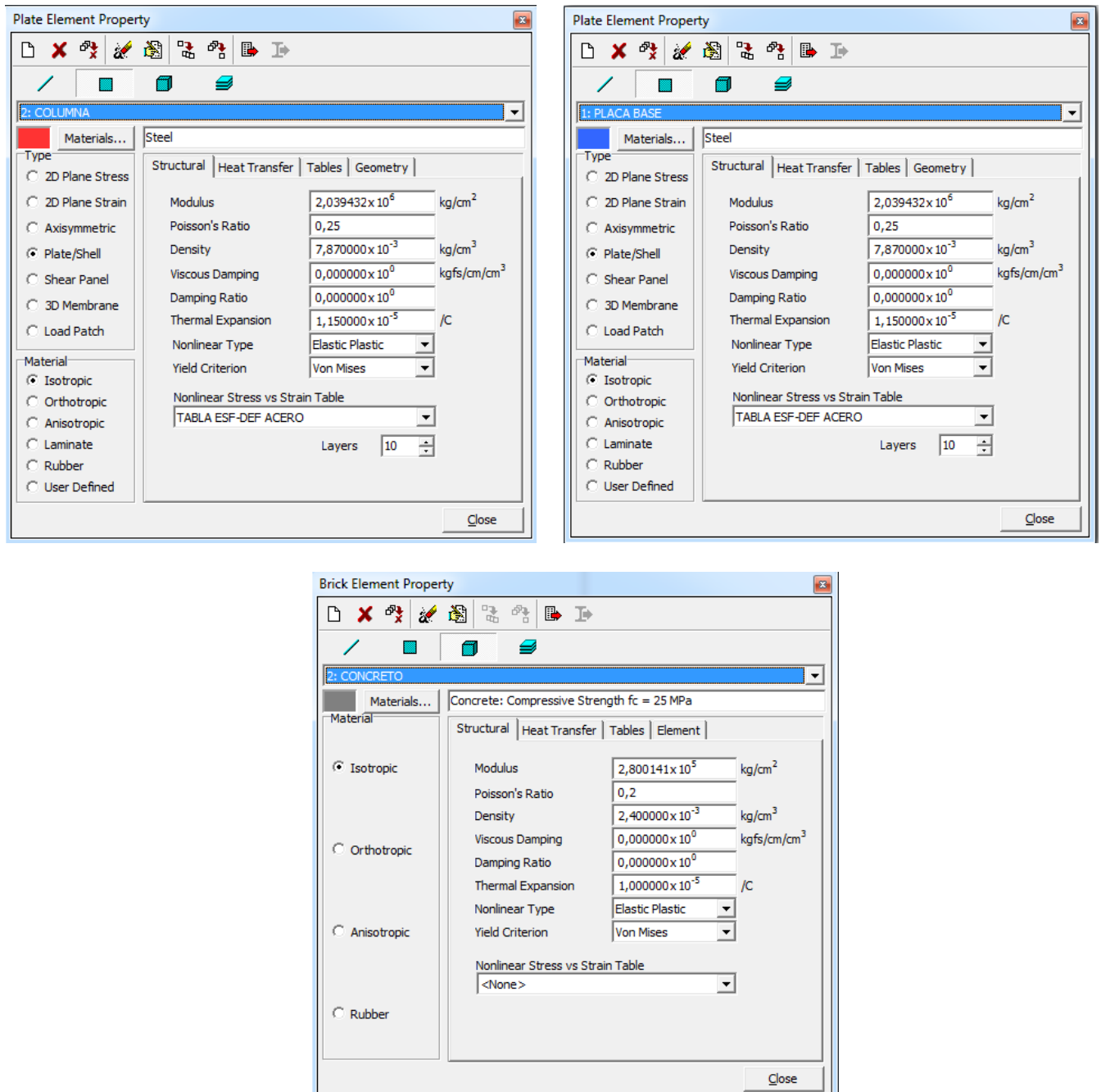


Figura 4.25. Propiedades de los elementos de la conexión 3.

4.4.2 Restricciones y aplicación de fuerza y desplazamiento

Tomando en cuenta el plano horizontal (x) y vertical (z), se aplicó una fuerza en el eje z de la cara superior de la columna que representa la carga axial $P_u = 195\,113,15\text{ kg}$ y además un desplazamiento en x igual al $2\%hi$ que para el caso equivale a un desplazamiento de 6 cm , al igual que en las modelaciones de las conexiones anteriores. (Figuras 4.26 y 4.27). La placa base se restringe el desplazamiento en los ejes x y y . (Figura 4.28)

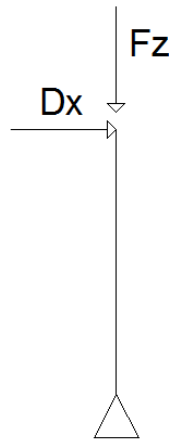


Figura 4.26 Esquema de condiciones de apoyo y acciones ejercidas sobre la columna. Conexión 3 y 4.

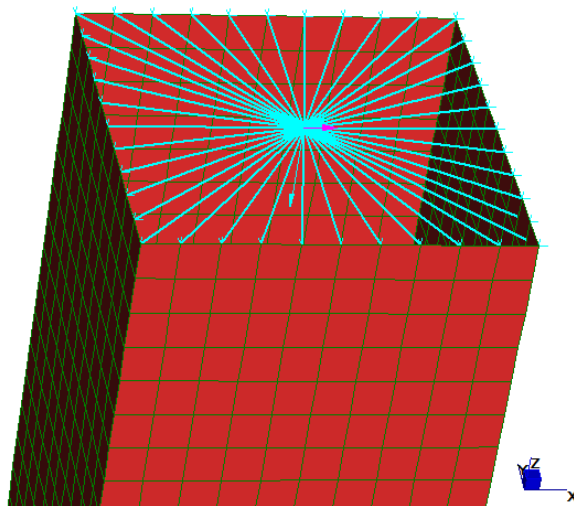


Figura 4.27 Restricción en el eje z y aplicación de desplazamiento en x en la cara superior de la columna. Conexión 3 y 4.

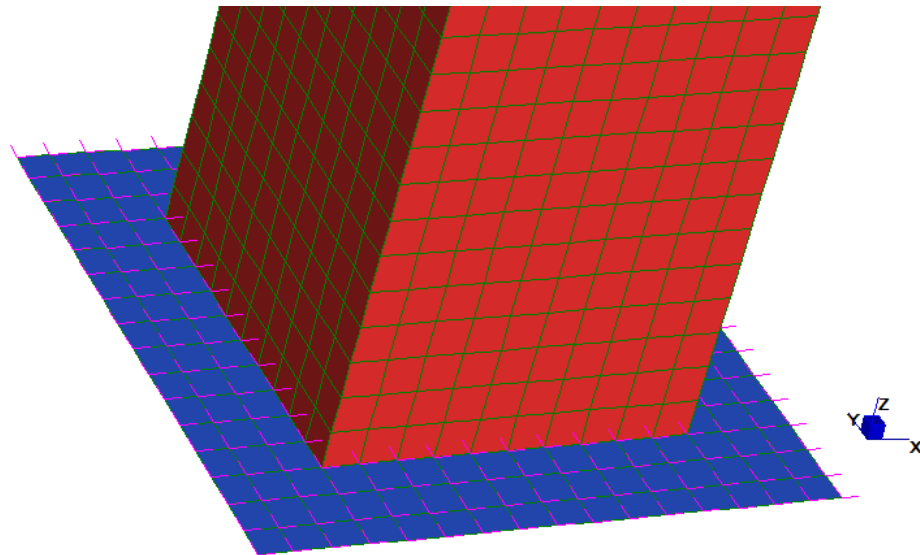


Figura 4.28 Restricción en el eje x y y de la placa base. Conexión 3 y 4.

Para representar la acción del concreto de cimentación, se define un apoyo elástico *Face Support*, aplicado a la placa base. El valor de rigidez que se introduce es igual al módulo de elasticidad del concreto para la longitud que éste representa Eh/L , donde $Eh = 356778,79 \text{ kg/cm}^2$ y $L = 125 \text{ cm}$. Se señala que solo se considere compresión. (Figura 4.29)

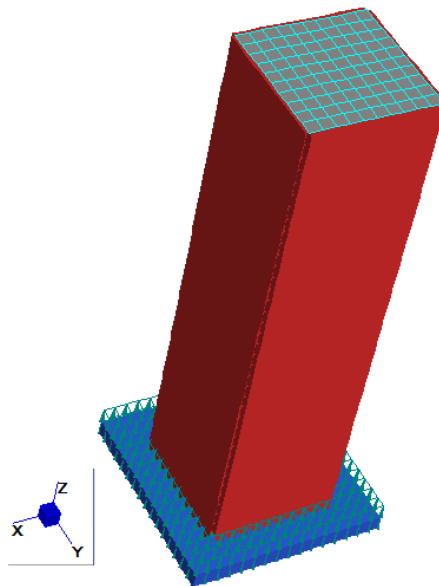


Figura 4.29 Representación del comportamiento del concreto de cimentación. Conexión 3.

4.4.3 Resultados

En la modelación de la conexión 3, se realizó el análisis estático lineal y no lineal para la obtención de resultados de esfuerzo Von Mises, y se presenta también la deformación y el desplazamiento de la conexión con análisis estático lineal.

Esfuerzo según el modelo de Von Mises

- *Análisis estático lineal:*

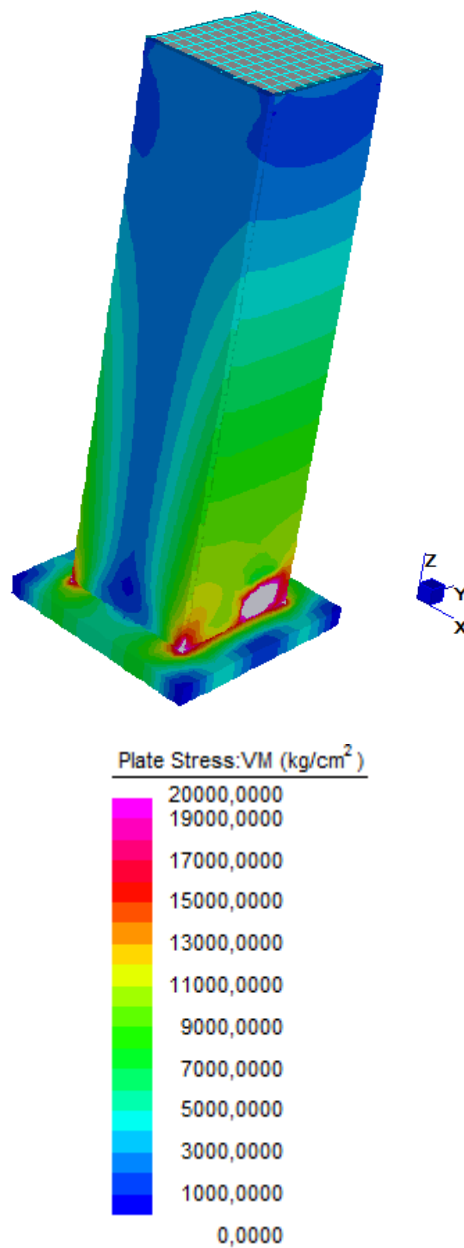


Figura 4.30 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 3.

- *Análisis estático no lineal*

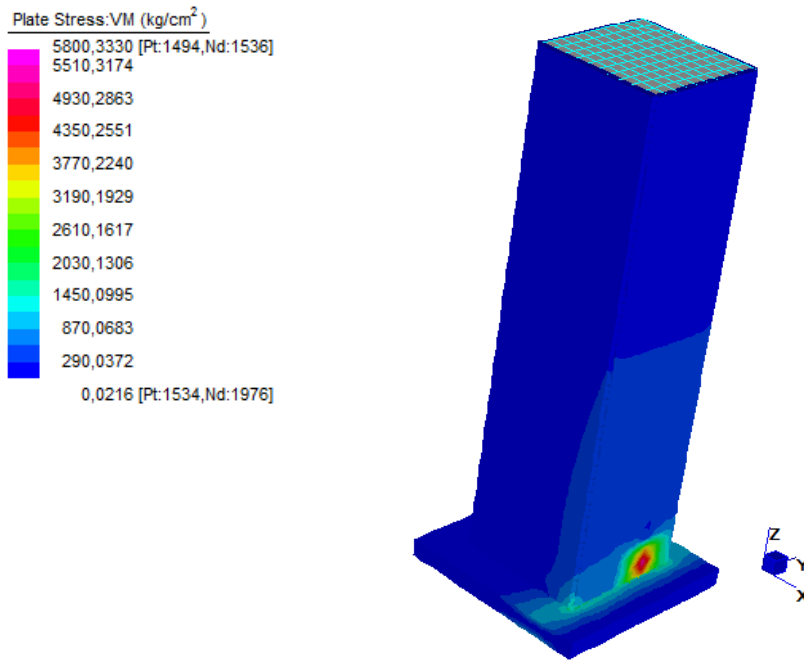


Figura 4.31 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal. Incremento 25%. Conexión 3.

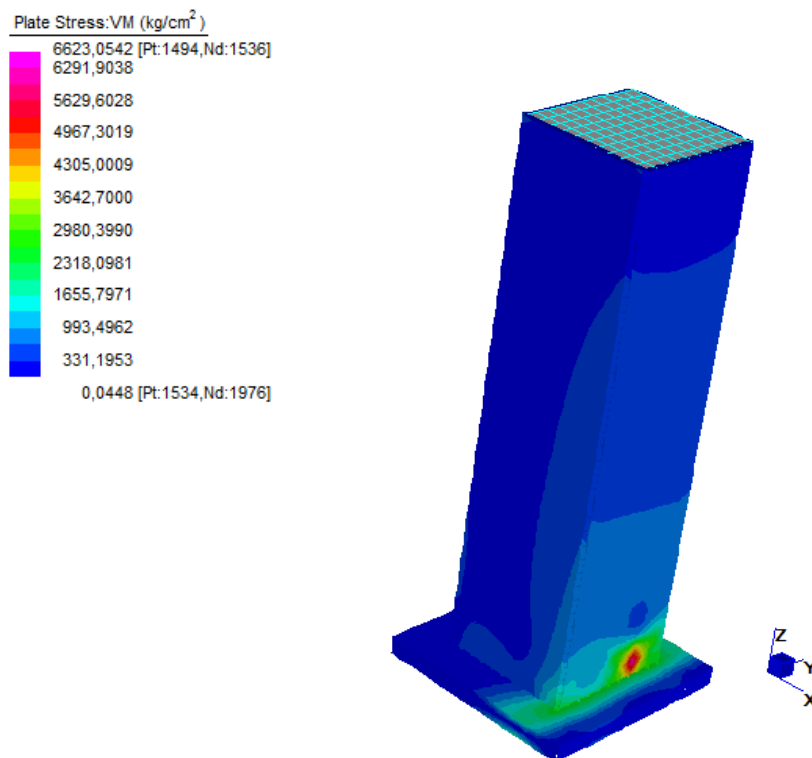


Figura 4.32 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal. Incremento 50%. Conexión 3.

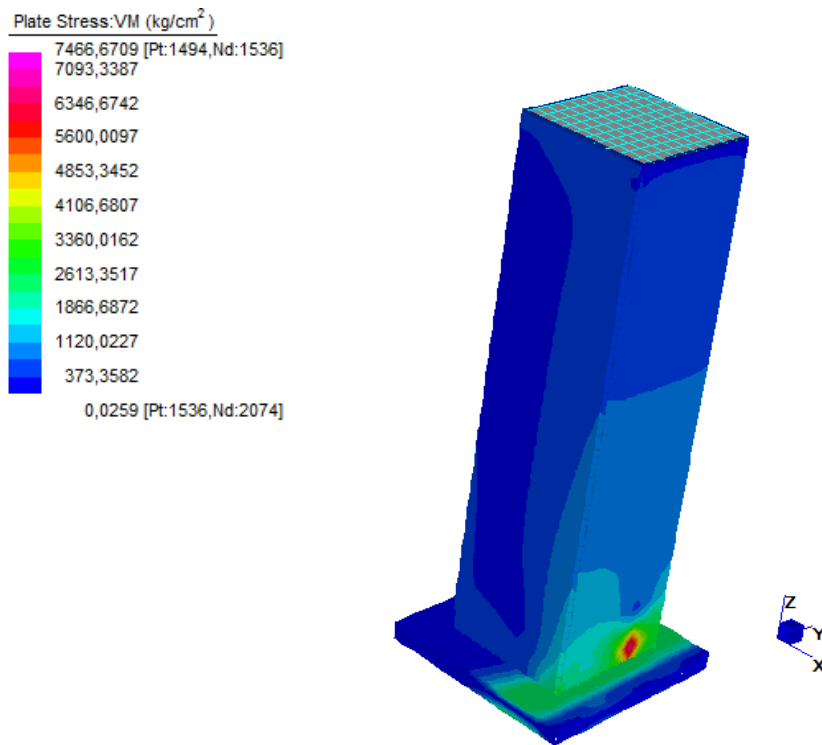


Figura 4.33 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal. Incremento 75%. Conexión 3.

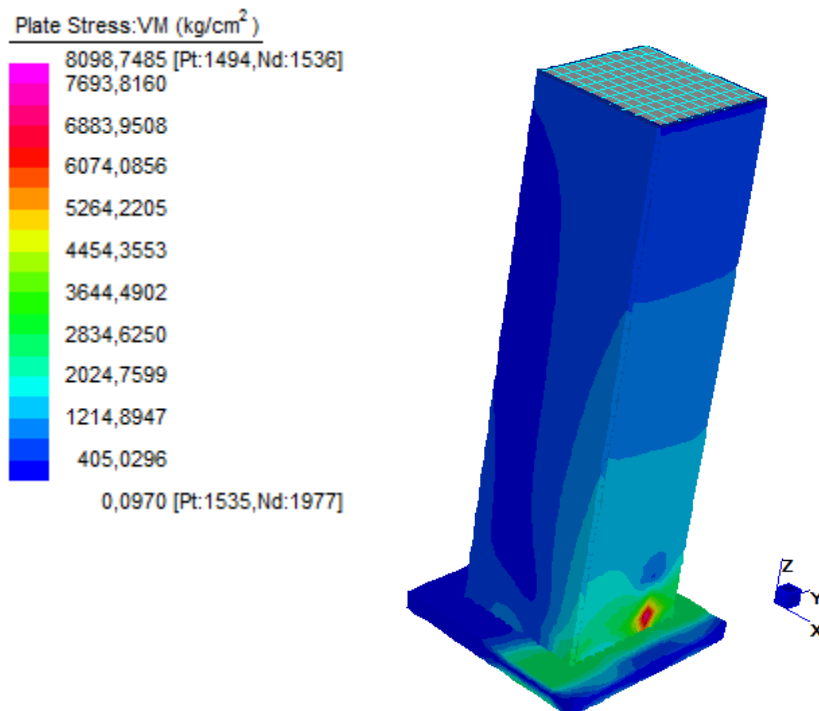


Figura 4.34 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal. Incremento 100%. Conexión 3.

Deformación principal según el modelo de Von Mises

ANALISIS ESTATICO LINEAL

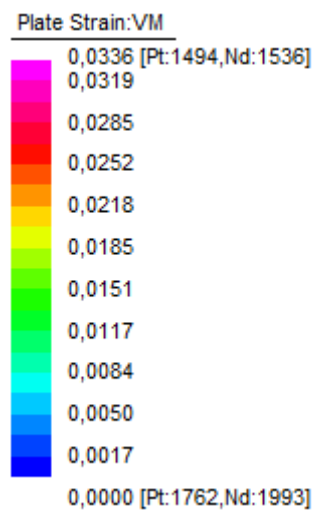
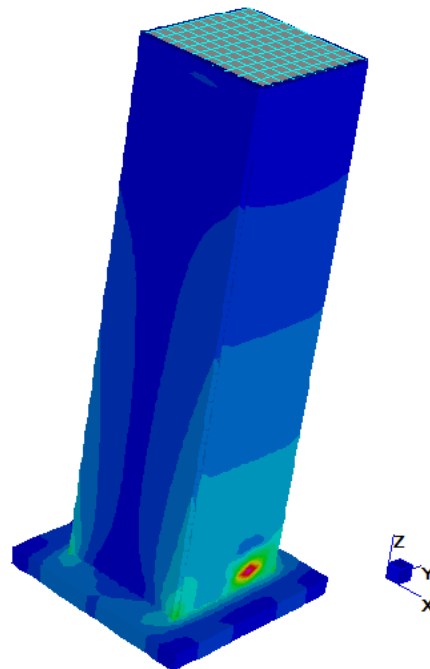
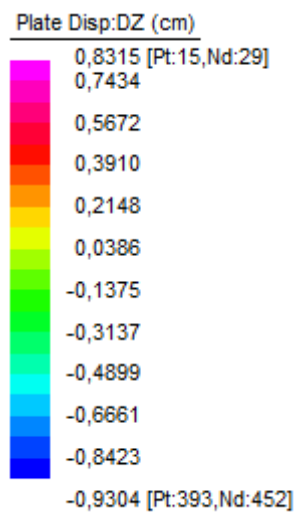
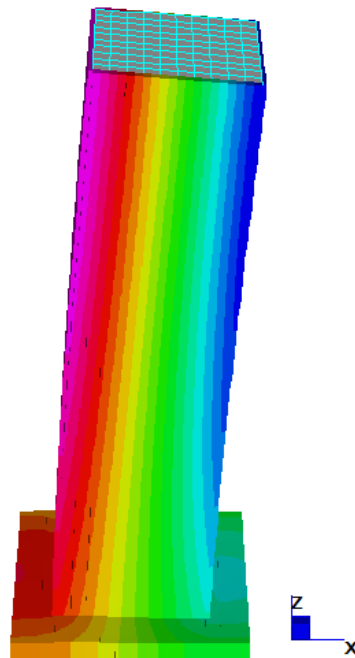


Figura 4.35 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 3.

Desplazamiento Dz. Escala 10%*ANALISIS ESTATICO LINEAL***Figura 4.36** Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 3.

Análisis de resultados

Una vez realizadas las modelaciones para la conexión 3: conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base empernada, se puede mencionar que:

En base al límite elástico del acero $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, en el análisis estático lineal (Figura 4.30), la columna es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, se observa zonas de fluencia que se forman inicialmente en la base de la columna. Mientras que la placa base presenta zonas de fluencia longitudinales y transversales en los bordes de la columna, como se esperaba según el diseño teórico.

En el análisis estático no lineal (Figuras 4.31, 4.32, 4.33 y 4.34), se visualizan resultados de fluencia progresivos para cada incremento de carga, mostrando el mismo comportamiento de esfuerzos que en el análisis lineal, donde las zonas de fluencia se extienden desde la base de la columna hacia la parte superior.

En los resultados de deformación (Figura 4.35), se toma en cuenta el valor de deformación máxima del acero de 0,00125 para verificar que el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la columna y posteriormente la placa base.

En la Figura 4.36, se muestra la simulación del desplazamiento de la conexión, donde se observa el desplazamiento de la parte superior de la columna, siguiendo la misma dirección del desplazamiento aplicado y no se observan deformaciones excesivas en la placa base.

En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación, concluyendo de esta manera que el diseño empírico de la conexión 3 es válido.

4.5 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base rigidizada empernada (Conexión 4)

4.5.1 Propiedades de los elementos

El dimensionamiento de los elementos de la conexión corresponde con el detalle presentado en la sección 3.2.6. La figura 4.37 representa la modelación de la cuarta conexión.

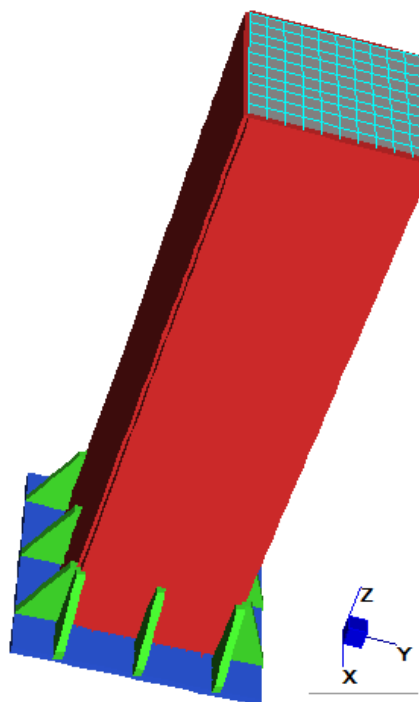


Figura 4.37 Modelación de conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base rigidizada empernada. Conexión 4.

La columna, la placa base y los rigidizadores han sido modelados como elementos *Plate*, con los espesores correspondientes y las propiedades del acero estructural. (Figura 4.38). La columna se ha modelado rellena de hormigón y todos los elementos han sido asignados a la Tabla esfuerzo- deformación del acero. (Figura 4.3)

El modelo presenta 12 pernos, 4 por cara, y cada perno está representado por 4 nodos, restringidos al desplazamiento en todos los ejes y se modelaron 12 rigidizadores, 3 en cada cara.

Plate Element Property

2: COLUMNA

Materials... Steel

Type

- ☐ 2D Plane Stress
- ☐ 2D Plane Strain
- ☐ Axisymmetric
- ☒ Plate/Shell
- ☐ Shear Panel
- ☐ 3D Membrane
- ☐ Load Patch

Material

- ☒ Isotropic
- ☐ Orthotropic
- ☐ Anisotropic
- ☐ Laminate
- ☐ Rubber
- ☐ User Defined

Structural

Modulus $2,039432 \times 10^6$ kg/cm²

Poisson's Ratio 0,25

Density $7,870000 \times 10^{-3}$ kg/cm³

Viscous Damping $0,000000 \times 10^0$ kgfs/cm/cm³

Damping Ratio $0,000000 \times 10^0$

Thermal Expansion $1,150000 \times 10^{-5}$ /C

Nonlinear Type Elastic Plastic

Yield Criterion Von Mises

Nonlinear Stress vs Strain Table TABLA ESF-DEF ACERO

Layers 10

Close

Plate Element Property

1: PLACA BASE

Materials... Steel

Type

- ☐ 2D Plane Stress
- ☐ 2D Plane Strain
- ☐ Axisymmetric
- ☒ Plate/Shell
- ☐ Shear Panel
- ☐ 3D Membrane
- ☐ Load Patch

Material

- ☒ Isotropic
- ☐ Orthotropic
- ☐ Anisotropic
- ☐ Laminate
- ☐ Rubber
- ☐ User Defined

Structural

Modulus $2,039432 \times 10^6$ kg/cm²

Poisson's Ratio 0,25

Density $7,870000 \times 10^{-3}$ kg/cm³

Viscous Damping $0,000000 \times 10^0$ kgfs/cm/cm³

Damping Ratio $0,000000 \times 10^0$

Thermal Expansion $1,150000 \times 10^{-5}$ /C

Nonlinear Type Elastic Plastic

Yield Criterion Von Mises

Nonlinear Stress vs Strain Table TABLA ESF-DEF ACERO

Layers 10

Close

Plate Element Property

3: RIGIDIZADORES

Materials... Steel

Type

- ☐ 2D Plane Stress
- ☐ 2D Plane Strain
- ☐ Axisymmetric
- ☒ Plate/Shell
- ☐ Shear Panel
- ☐ 3D Membrane
- ☐ Load Patch

Material

- ☒ Isotropic
- ☐ Orthotropic
- ☐ Anisotropic
- ☐ Laminate
- ☐ Rubber
- ☐ User Defined

Structural

Modulus $2,039432 \times 10^6$ kg/cm²

Poisson's Ratio 0,25

Density $7,870000 \times 10^{-3}$ kg/cm³

Viscous Damping $0,000000 \times 10^0$ kgfs/cm/cm³

Damping Ratio $0,000000 \times 10^0$

Thermal Expansion $1,150000 \times 10^{-5}$ /C

Nonlinear Type Elastic Plastic

Yield Criterion Von Mises

Nonlinear Stress vs Strain Table TABLA ESF-DEF ACERO

Layers 10

Close

Brick Element Property

2: CONCRETO

Materials... Concrete: Compressive Strength $f_c = 25$ MPa

Material

- ☒ Isotropic
- ☐ Orthotropic
- ☐ Anisotropic
- ☐ Rubber

Structural

Modulus $2,800141 \times 10^5$ kg/cm²

Poisson's Ratio 0,2

Density $2,400000 \times 10^{-3}$ kg/cm³

Viscous Damping $0,000000 \times 10^0$ kgfs/cm/cm³

Damping Ratio $0,000000 \times 10^0$

Thermal Expansion $1,000000 \times 10^{-5}$ /C

Nonlinear Type Elastic Plastic

Yield Criterion Von Mises

Nonlinear Stress vs Strain Table <None>

Close

Figura 4.38 Propiedades de los elementos de la conexión 4.

4.5.2 Restricciones y aplicación de fuerza y desplazamiento

Como en la conexión anterior, se aplicó una fuerza en el eje z de la cara superior de la columna que representa la carga axial $P_u = 195\,113,15\,kg$ y además un desplazamiento en x igual al $2\%hi$ que para el caso equivale a un desplazamiento de $6cm$. (Figuras 4.26 y 4.27) En la placa base se restringe el desplazamiento en los ejes x y y . (Ver Figura 4.28).

Para representar la acción del concreto de cimentación, se define un apoyo elástico *Face Support*, aplicado a la placa base. El valor de rigidez que se introduce es igual al módulo de elasticidad del concreto para la longitud que éste representa Eh/L , donde $Eh = 356778,79kg/cm^2$ y $L = 125cm$. Se señala que solo se considere compresión. (Figura 4.39)

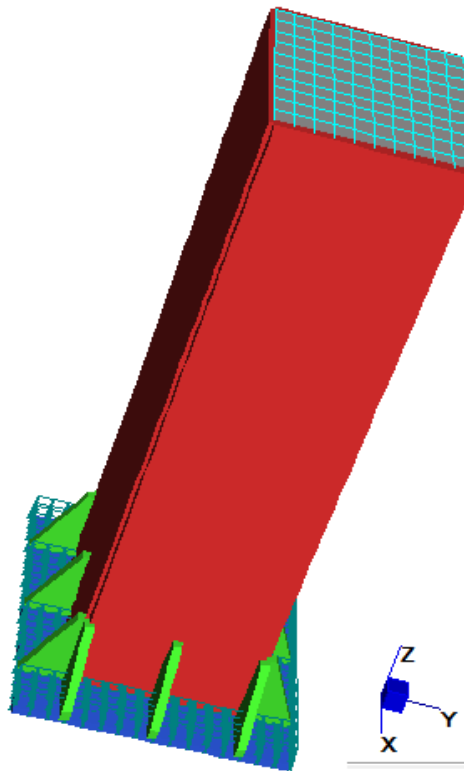


Figura 4.39 Representación del comportamiento del concreto de cimentación.
Conexión 4.

4.5.3 Resultados

En la modelación de la conexión 4, se realizó el análisis estático lineal y no lineal para la obtención de resultados de esfuerzo Von Mises, y se presenta también la deformación y el desplazamiento de la conexión con análisis estático lineal.

Esfuerzo según el modelo de Von Mises

- *Análisis estático lineal:*

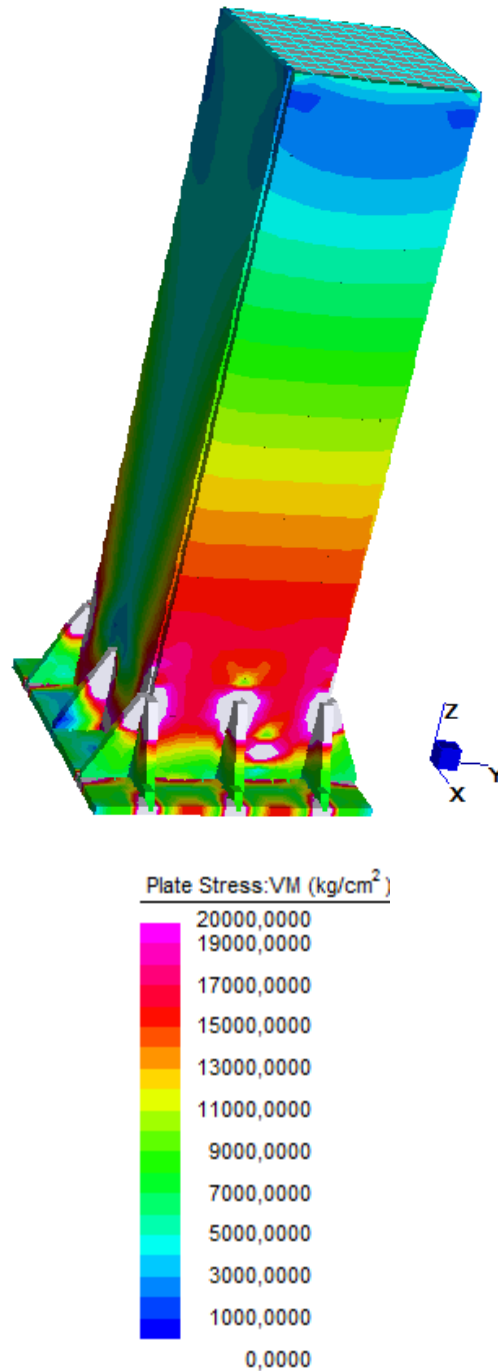


Figura 4.40 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 4.

- *Análisis estático no lineal*

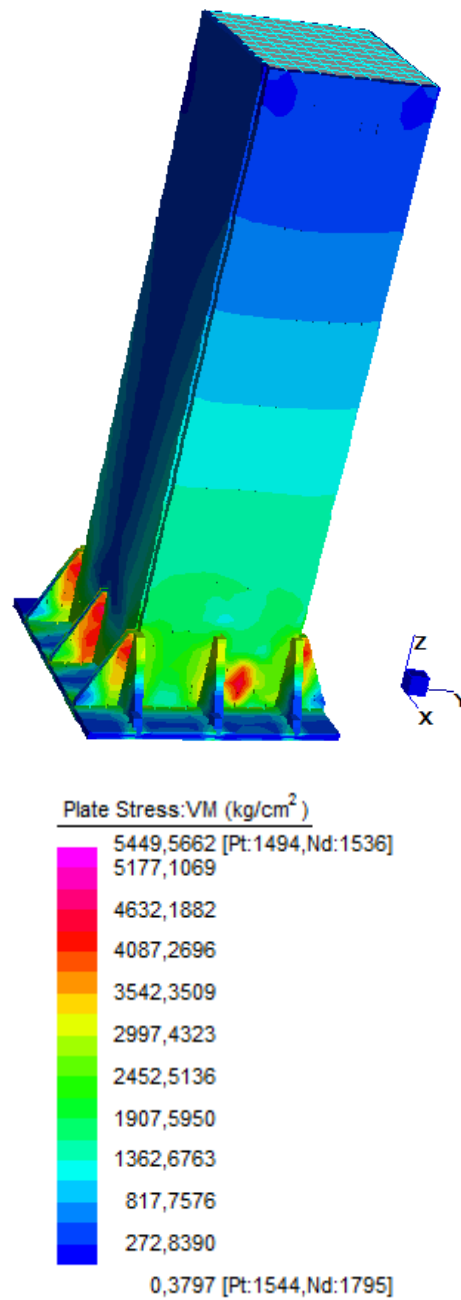


Figura 4.41 Esfuerzo Von Mises. Análisis estático no lineal.
Incremento 25%. Conexión 4.

Deformación principal según el modelo de Von Mises

ANALISIS ESTATICO LINEAL

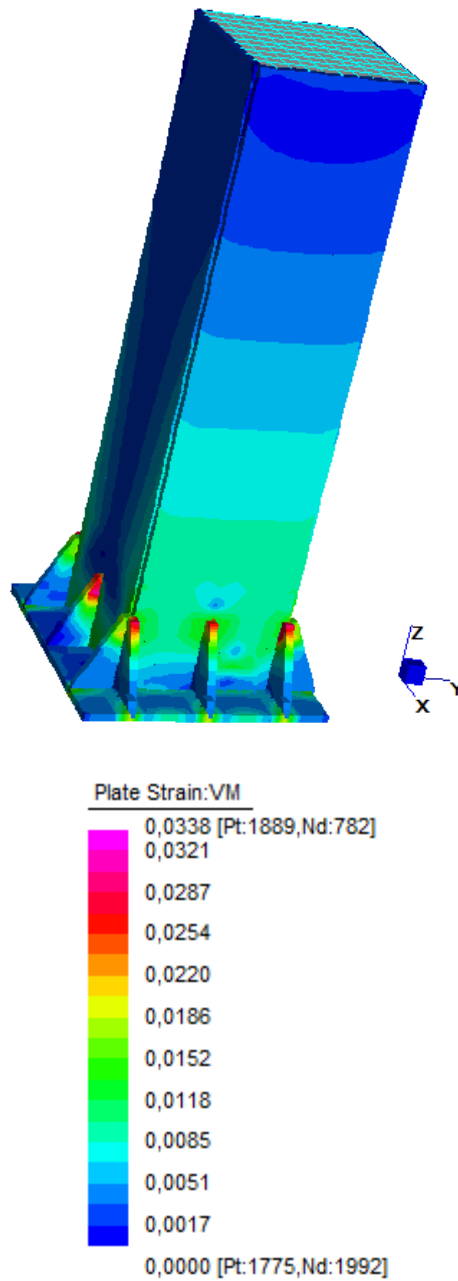
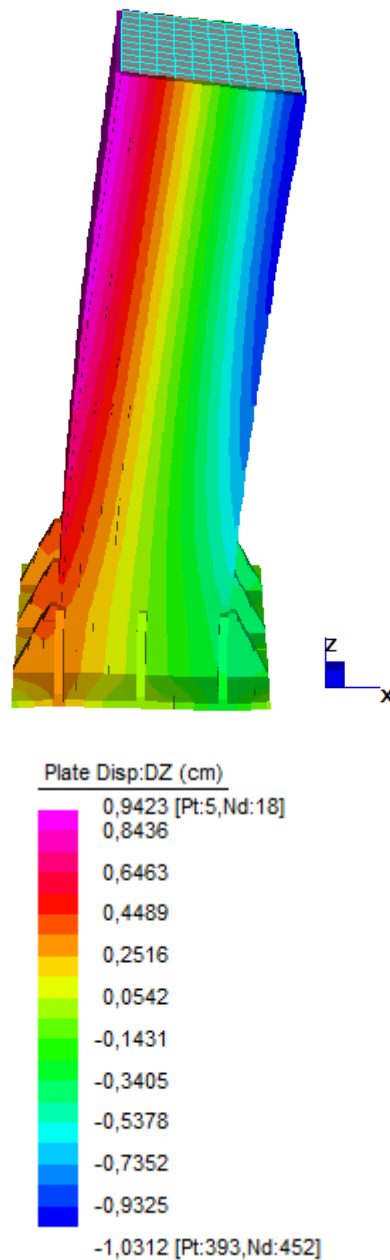


Figura 4.42 Deformación principal Von Mises. Análisis estático lineal. Conexión 4.

Desplazamiento Dz. Escala 10%*ANALISIS ESTATICO LINEAL***Figura 4.43** Desplazamiento Dz. Escala 10%. Conexión 4.

Análisis de resultados

Una vez realizadas las modelaciones para la conexión 4: conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación, con placa base rigidizada empernada, se puede mencionar que:

En base al límite elástico del acero $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, en el análisis estático lineal (Figura 4.40), la columna es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, se observa zonas de fluencia que se forman inicialmente en la base de la columna. Mientras que los segmentos de la placa base presentan zonas de fluencia en los bordes de los rigidizadores y de la columna, como se esperaba según el diseño teórico.

En el análisis estático no lineal (Figuras 4.41), se visualiza el resultado de esfuerzos para el primer incremento de carga al 25%, mostrando el mismo comportamiento de fluencia que en el análisis lineal. No se presentaron diagramas de esfuerzos para el resto de incrementos debido a que los resultados no convergieron en el programa porque ya se alcanzó la fluencia de los elementos en el primer incremento.

En los resultados de deformación (Figura 4.42), se toma como referencia el valor de la deformación máxima del acero de 0,00125, para observar que en la parte superior de los rigidizadores que están en contacto con la columna se presentan los mayores valores de deformación.

En la Figura 4.43, se muestra la simulación del desplazamiento de la conexión, donde se observa el desplazamiento de la parte superior de la columna, siguiendo la misma dirección del desplazamiento aplicado y no se observan deformaciones excesivas ni en la placa base ni en los rigidizadores.

En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación, concluyendo de esta manera que el diseño empírico de la conexión 4 es válido.

5. Conclusiones

En este capítulo se hace un resumen del trabajo de investigación realizado en esta tesis, se exponen las conclusiones y aportaciones originales, y se presentan las recomendaciones para trabajos futuros como continuación de la línea de investigación seguida. Cabe recalcar que todos los objetivos planteados al inicio de esta tesis se han logrado satisfactoriamente.

5.1 Trabajo realizado

Durante el desarrollo de esta tesis se han realizado los siguientes trabajos:

- Revisión bibliográfica de publicaciones científicas, libros, congresos y normativas relacionadas con el comportamiento de conexiones rígidas en estructuras metálicas y simulación numérica de conexiones mediante elementos finitos.
- Revisión de los conceptos necesarios para obtener la rigidez, la resistencia, la capacidad de la rotación, clasificación y comportamiento de las uniones.
- Revisión de los requerimientos especiales para carga sísmica de conexiones viga-columna según varias normativas.
- Revisión de tipos de conexiones existentes tanto para conexiones viga – columna y columna a cimentación.
- Análisis y desarrollo de metodologías de diseño para conexiones tipo viga-columna (conexión con placa terminal, conexión con diafragma pasante y conexión con diafragma externo)
- Análisis y desarrollo de metodologías de diseño para conexiones tipo columna a cimentación (conexión con placa base para excentricidades pequeñas a moderadas, conexión con placa base empernada para grandes excentricidades y conexión con placa base rigidizada empernada para grandes excentricidades)
- Diseño de conexiones rígidas sismorresistentes tipo viga - columna (conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo y conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo)
- Diseño de conexiones rígidas sismorresistentes tipo columna a cimentación (conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa

base empernada y conexión columna tubular rectangular compuesta a cimentación con placa base rigidizada empernada)

- Aplicación de la metodología de diseño de conexiones rígidas sismorresistentes tipo viga - columna mediante un programa computacional en base al análisis de elementos finitos. (conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo y conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo).
- Aplicación de la metodología de diseño de conexiones rígidas sismorresistentes tipo columna a cimentación mediante un programa computacional en base al análisis de elementos finitos. (conexión viga tubular-columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo y conexión viga I – columna tubular rectangular compuesta con diafragma externo).
- Análisis y comparación de los resultados obtenidos.

5.2 Conclusiones

Las conclusiones obtenidas durante el desarrollo de esta tesis han sido expuestas a lo largo de los capítulos anteriores. A continuación se recogen aquellas que se han considerado más importantes para el objetivo de la tesis.

Una vez estudiada la bibliografía existente acerca del comportamiento de las conexiones, se tiene que:

- El comportamiento de una unión suele ser complejo, además de presentar un alto grado de indeterminación, lo que en general hace que un análisis detallado resulte no factible o simplemente antieconómico.
- Las normas actuales permiten analizar el comportamiento real de las uniones en base a una curva momento-rotación, y tener en cuenta su efecto tanto en la resistencia de la unión como en el comportamiento global de la estructura.
- Los modelos experimentales son los más fiables para obtener información global sobre el comportamiento rotacional de una unión. El principal inconveniente de estos modelos es su elevado coste, quedando reservados para la investigación y la validación de los resultados obtenidos mediante métodos teóricos, analíticos, mecánicos, o numéricos.
- El análisis por elementos finitos probablemente es el más adecuado para investigar la respuesta rotacional de una unión, aunque resulta costoso realizar una simulación numérica completa. Sin embargo, es más económico y sencillo que ensayar con un modelo experimental.

Considerando las características de la construcción con perfiles tubulares, se concluye que:

- Los perfiles tubulares permiten radios de giro considerables y pesos ligeros. En particular, los perfiles tubulares cuadrados y circulares, cuentan además con la

ventaja de tener el mismo radio de giro para los ejes principales, es decir, no poseen eje débil.

- Estos perfiles también tienen la ventaja de poseer apariencia arquitectónica aceptable, por lo cual no requieren necesariamente recubrimientos en interiores y exteriores.
- Cabe recalcar la superioridad de los perfiles tubulares sometidos a torsión, compresión y flexión multiaxial frente a los perfiles abiertos, considerando los pesos idénticos por metro, la capacidad específica de los perfiles tubulares como elementos estructurales está calificada para los distintos tipos de carga, debido a su mayor capacidad de resistencia frente a fuerzas de pandeo, consecuentemente un mayor momento de inercia con respecto al eje débil.
- Bajo flexión biaxial o multiaxial, los perfiles tubulares poseen secciones transversales óptimas, debido a sus valores estáticos relativamente altos con respecto a ambos ejes principales de la sección transversal.
- Los perfiles tubulares rellenos de hormigón, permiten la contribución del concreto al trabajo mecánico del elemento a compresión, además aporta mayor capacidad de carga y rigidez debido a menos deflexiones y menor peralte, y en algunos casos de confinamiento o atiesamiento contra el pandeo local de la sección de acero.
- Las columnas compuestas facilitan la construcción rápida de edificios, en una primera etapa, gracias a los perfiles de acero, y en una segunda etapa, permiten confinar las columnas con secciones de concreto reforzado para obtener resistencia, rigidez y ahorro de tiempo de construcción en general.

En base al análisis y diseño de conexiones rígidas sismorresistentes viga-columna presentadas, se concluye que:

- La conexión más factible para nuestro medio recae en la utilización de diafragmas externos, ya que presenta diversas ventajas durante la edificación, sin agregar inconvenientes de fabricación.
- Entre las ventajas de esta conexión podemos mencionar que no interfiere con el vaciado del hormigón dentro de la columna como sería el caso de diafragmas internos o pasantes, además que con respecto a esta última se evita también el corte de la columna, lo que siempre conlleva cierto margen de riesgo y procesos especializados de soldadura.
- Por otro lado la conexión resistente a momento con diafragma externo no emplea pernos, mismos que para el caso de columnas tubulares rellenas deberían ser pernos ciegos especiales como los MUTF (Metric Ultra Twist Fastener), y estos no son de fácil obtención en nuestro medio.

En base al análisis y diseño de conexiones rígidas sismorresistentes columna a cimentación presentadas, se concluye que:

- La mayoría de las edificaciones en nuestro medio corresponden a un diseño por sistemas de marcos rígidos resistentes a momento, en dichos sistemas las cimentaciones se encuentra sometidas a flexión, compresión y cortante. Por lo que requerirán conexiones columna a cimentación que soporten grandes excentricidades.
- El empleo de rigidizadores para la placa base disminuye en forma considerable el espesor de la placa, por lo que justifica el análisis adicional que se debe realizar por líneas de fluencia.

Una vez obtenidos los resultados de las modelaciones realizadas en un programa computacional mediante un análisis por elementos finitos, se concluye que:

- En la conexión 1: La viga es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, ya que se muestran zonas de fluencia concentradas principalmente en las alas de las vigas, en donde termina el diagrama externo. El segundo elemento en fluir es el panel de columna y finalmente la columna y el diafragma. En los resultados de deformación, el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la viga y posteriormente el panel de la columna, la columna y el diafragma. En la simulación del desplazamiento de la conexión, se verifica que el modo de falla de las vigas es por flexión sin que se produzca pandeo local torsionante en las mismas. En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación y podemos concluir como satisfactorio el diseño de la conexión 1.
- En la conexión 2: Se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, la viga es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, ya que se muestran zonas de fluencia concentradas principalmente en las alas de las vigas, en donde termina el diagrama externo. El segundo elemento en fluir es el panel de columna y finalmente la columna y el diafragma. En los resultados de deformación, se verifica que el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la viga y posteriormente el panel de la columna, la columna y el diafragma. Se observa que el panel de la columna de la conexión 1 llega a la fluencia más pronto que el panel de la columna de la conexión 2, consideramos esto apropiado debido a que en la conexión 2, el panel de la columna es de mayores dimensiones. En la simulación del desplazamiento de la conexión, se observa que el modo de falla de las vigas es por flexión sin que se produzca pandeo local torsionante en las mismas. En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación y podemos concluir como satisfactorio el diseño de la conexión 2.
- En la conexión 3: La columna es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, se observa zonas de fluencia que se forman inicialmente en la base de la columna. Mientras que la placa base presenta zonas de fluencia

longitudinales y transversales en los bordes de la columna, como se esperaba según el diseño teórico. En los resultados de deformación, se observa que el primer elemento en llegar a ésta deformación al igual que en el esfuerzo, es la columna y posteriormente la placa base. En la simulación del desplazamiento de la conexión, se observa el desplazamiento de la parte superior de la columna, siguiendo la misma dirección del desplazamiento aplicado y no se observan deformaciones excesivas en la placa base. En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación, concluyendo de esta manera que el diseño empírico de la conexión 3 es válido.

- En la conexión 4: Se puede observar en los valores obtenidos de esfuerzos, en el análisis estático lineal, la columna es el primer elemento de la conexión en llegar a la fluencia, se observa zonas de fluencia que se forman inicialmente en la base de la columna. Mientras que los segmentos de la placa base presentan zonas de fluencia en los bordes de los rigidizadores y de la columna, como se esperaba según el diseño teórico. En los resultados de deformación se observa que en la parte superior de los rigidizadores que están en contacto con la columna se presentan los mayores valores de deformación. En la simulación del desplazamiento de la conexión, donde se observa el desplazamiento de la parte superior de la columna, siguiendo la misma dirección del desplazamiento aplicado y no se observan deformaciones excesivas ni en la placa base ni en los rigidizadores. En base a todo lo expuesto se comprobó que el diseño empírico tiene concordancia con la modelación, concluyendo de esta manera que el diseño empírico de la conexión 4 es válido.

5.3 Aportaciones originales

A continuación se detalla las aportaciones originales llevadas a cabo durante la presente tesis:

- Diseño empírico de una conexión viga - columna con diafragma externo, considerando viga con perfil tubular de $420 \times 200 \times 20 \text{ mm}$ y una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Diseño empírico de una conexión viga - columna con diafragma externo, considerando viga con perfil I de $500 \times 250 \times 20 \times 12 \text{ mm}$ y una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Diseño empírico de una conexión columna a cimentación con placa base empernada para una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Diseño empírico de una conexión columna a cimentación con placa base empernada rigidizada para una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Metodología para el mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida.

- Metodología para el mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados y un apoyo puntual bajo carga uniformemente distribuida.
- Metodología para el mecanismo de fluencia para una placa empotrada en tres de sus lados bajo una carga puntual.
- Metodología para el mecanismo de fluencia para una placa empotrada en dos de sus lados bajo una carga puntual.
- Modelación por medio de un programa computacional mediante el análisis de elementos finitos de una conexión viga - columna con diafragma externo, considerando viga con perfil tubular de $420 \times 200 \times 20 \text{ mm}$ y una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Modelación por medio de un programa computacional mediante el análisis de elementos finitos de una conexión viga - columna con diafragma externo, considerando viga con perfil I de $500 \times 250 \times 20 \times 12 \text{ mm}$ y una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Modelación por medio de un programa computacional mediante el análisis de elementos finitos de una conexión columna a cimentación con placa base empernada para una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.
- Modelación por medio de un programa computacional mediante el análisis de elementos finitos de una conexión columna a cimentación con placa base empernada rigidizada para una columna tubular rectangular compuesta de $400 \times 400 \times 20 \text{ mm}$.

5.4 Recomendaciones

- No es preciso insistir sobre la importancia que tienen las uniones, por la razón de que es suficiente que falle una de ellas, para producir el fracaso parcial o total de la estructura. Es por esto se recomienda que el análisis, diseño y construcción de las uniones sea adecuado en el proyecto de una estructura de acero.
- El análisis de elementos planos por medio de líneas de fluencia representa una gran herramienta, con resultados satisfactorios, es por ello que se recomienda la utilización del método del trabajo virtual dentro del diseño de conexiones.
- Se recomienda la utilización de programas computacionales con análisis de elementos finitos cuando los métodos analíticos no son capaces de resolver el problema y/o cuando los métodos experimentales son muy costosos en tiempo y dinero.
- Como una extensión de la presente tesis, se recomienda realizar estudios que profundicen más este tema mediante ensayos de laboratorio que permitan la obtención de resultados más cercanos a la realidad

6. Apéndice

6.1 Metodología de diseño de conexión viga-columna con placa terminal

Una conexión con placa terminal resistente a momento se compone de una placa de acero soldada al extremo de la viga y conectada a un elemento adyacente, utilizando filas de pernos de alta resistencia totalmente tensados. La conexión puede unir dos vigas (cubrejuntas) o una viga y una columna. Las conexiones a momento de placa terminal se clasifican ya sea a ras o extendida, con o sin refuerzos, y clasificados en función del número de tornillos en el ala de tensión. Una conexión a ras o rasante es aquella en la que la placa terminal no se extiende sensiblemente más allá de las alas de la viga y todos los pernos se encuentran entre estas. Conexiones de placa terminal rasante se utilizan normalmente en los marcos sometidos a cargas laterales ligeras o cerca de los puntos de inflexión de marcos a dos aguas. Una conexión extendida es aquellas en la que la placa terminal se extiende más allá del ala en tensión una distancia suficiente para permitir una ubicación de pernos que no sea entre las alas de la viga. Las conexiones con placa terminal extendida se puede utilizar con o sin rigidizador entre la placa terminal y el ala de la viga en tensión en el plano del alma de la viga, se utilizan principalmente para conexiones viga-columna resistentes a momento. Las tres configuraciones de placa terminal extendida que se muestra en la figura 6.1 se han probado para el uso en aplicaciones sísmicas.

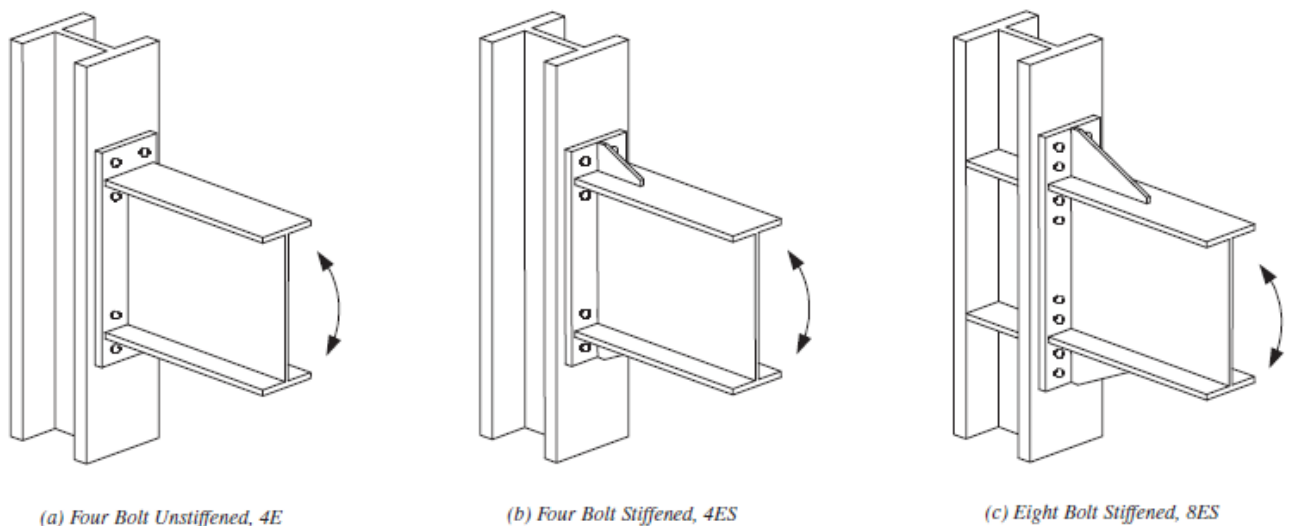


Figura 6.1 Conexiones Placa Terminal Extendida [19]

Aunque ésta conexión es utilizada principalmente para columna de perfil I o W, existen algunas publicaciones donde se adopta este tipo de conexiones para columnas RHS,

entre ellas se encuentra la publicación de Y. Kurobane, J.A. Packer, J. Wardenier, N. Yeomans. (2004). *Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections*.

Las columnas de perfiles cerrados necesitan usar pernos ciegos (blind bolts), además las paredes de la columna deben reforzarse para evitar la distorsión local de las mismas y para cumplir con los requisitos de las uniones de resistencia total. Las paredes de la columna pueden engrosarse parcialmente en las áreas donde se va a sujetar las placas terminales. Para realizar estas uniones se desarrollan dos dispositivos que están patentados, uno de ellos se refiere al desarrollo de nuevos pernos ciegos, que tienen que ser lo suficientemente resistentes para soportar los momentos de flexión entre los extremos de la viga y ser, además, fáciles de instalar y apretar en lugares de montaje. Los nuevos pernos ciegos que se están utilizando para este tipo de uniones son los llamados MUTF (Metric Ultra Twist Fastener); el otro dispositivo se utiliza para fabricar perfiles RHS parcialmente engrosados. Los perfiles tubulares se calientan mediante inducción electromagnética a una temperatura a la que se pueda producir fácilmente un flujo plástico del material. Los extremos del RHS se empujan con un pistón hidráulico, mientras la bobina de inducción se mueve hacia el punto final predeterminado, se va pulverizando agua justo por detrás de la bobina para enfriar los perfiles, con el fin de evitar el pandeo de las paredes del tubo.

Bases y Recomendaciones de Diseño

Las siguientes recomendaciones de diseño han sido tomadas de Thomas M. Murray, Emmett A. Sumner. (2003). *Steel Design Guide Series 4. Extended End-Plate Moment Connection Seismic and Wind Applications Second Edition*. Un análisis por líneas fluencia se utiliza para la flexión de la placa terminal y el ala de la columna. Las fuerzas de palanca en los pernos no son una consideración ya que los espesores requeridos de la placa terminal y del ala de la columna impiden su desarrollo.

Las siguientes suposiciones o condiciones son inherentes a los procedimientos de diseño:

- Todos los tornillos se someterán a una pretensión no inferior a la indicada en las especificaciones AISC actuales; sin embargo, no son necesarios los requisitos de deslizamiento crítico para conexiones.
- Los procedimientos de diseño son válidos para pernos ASTM A325 o ASTM A490.
- El paso del perno más pequeño posible (distancia desde la cara del ala de la viga a la línea central del perno más cercano) por lo general resulta en la conexión más económica. La dimensión mínima del paso recomendada es el diámetro del perno más $\frac{1}{2}$ pulgada para los tornillos de hasta 1 pulgada de diámetro y $\frac{3}{4}$ pulgada para los tornillos de mayor diámetro. Sin embargo, muchos fabricantes prefieren utilizar una dimensión de paso estándar de 2 pulgadas o de 2 1/2 pulgadas para todos los diámetros de los pernos.
- Toda la fuerza de corte en una conexión se supone que debe ser resistido por los tornillos laterales de compresión. Las conexiones de placa terminal no

tienen que ser diseñadas como una unión de deslizamiento crítico y se ha observado que la cizalladura es raramente una preocupación importante en el diseño de las conexiones de placa terminal del momento.

- Se supone que el ancho de la placa terminal, que es eficaz para resistir el momento aplicado de la viga, no es mayor que el ancho del ala de la viga, más 1 pulgada. Esta suposición se basa en criterios de ingeniería.
- El calibre de los tornillos tensores (distancia horizontal entre las líneas de los pernos verticales) no debe exceder el ancho del ala en tensión de la viga.
- Las soldaduras entre el alma de la viga y la placa terminal en las proximidades de los pernos de tensión están diseñados para desarrollar la tensión de fluencia del alma de la viga. Se recomienda esta resistencia de la soldadura, incluso si la capacidad de momento total de la viga no es requerida para la resistencia del marco.
- Solo la soldadura del alma a la placa terminal entre la mitad del peralte de la viga y la cara interior del ala en compresión de la viga puede ser utilizado para resistir el cortante de la misma. Esta suposición se basa en criterios de ingeniería; la literatura no está disponible para corroborar o contradecir esta suposición.

Procedimiento de Diseño

Los cuatro parámetros de diseño principales para el diseño de conexiones de placa terminal resistentes a momento sometidas a cargas cíclicas son:

- El momento de diseño requerido de la conexión
- La fuerza de los pernos de conexión
- El esfuerzo en la placa terminal
- El esfuerzo de flexión en el ala de la columna

A continuación se presentan los procedimientos de diseño para conexiones de placa terminal resistentes a momento con cuatro pernos sin rigidizadores (4E, Figura 6.1 (a)), con cuatro pernos y rigidizadores (4ES, Figura 6.1 (b)), y con ocho pernos y rigidizadores (8ES, Figura 6.1 (c)). Las figuras 6.7, 6.8 y 6.9 al final de esta sección incluyen expresiones para la resistencia a la flexión de la placa terminal y el momento resistente (sin efecto de palanca) del perno para las conexiones resistentes a momento tipo 4E, 4ES, y 8ES. Las figuras 6.10 y 6.11 tienen expresiones similares para las correspondientes a la flexión del ala de la columna tanto rigidizadas o no rigidizadas. La resistencia de diseño a flexión de la placa terminal, ϕM_{pl} incluye la distancia s . Los patrones de línea de fluencia en las tablas mencionadas muestran s medido desde la fila interior de pernos en tensión y, para las conexiones rígidas, de la fila de tornillos externa en tensión. Si se utiliza una gran distancia de paso interior (P_{fi}), se puede formar una línea de fluencia horizontal entre el ala de la viga y la primera fila de tornillos interior. Por lo tanto, si $P_{fi} > s$, entonces P_{fi} se fija igual a s en el cálculo de la resistencia a la flexión de la placa de extremo.

Pasos de Diseño

La geometría de las conexiones 4E, 4ES y 8ES se detallan en las figuras 3.6, 3.7 y 3.8 respectivamente.

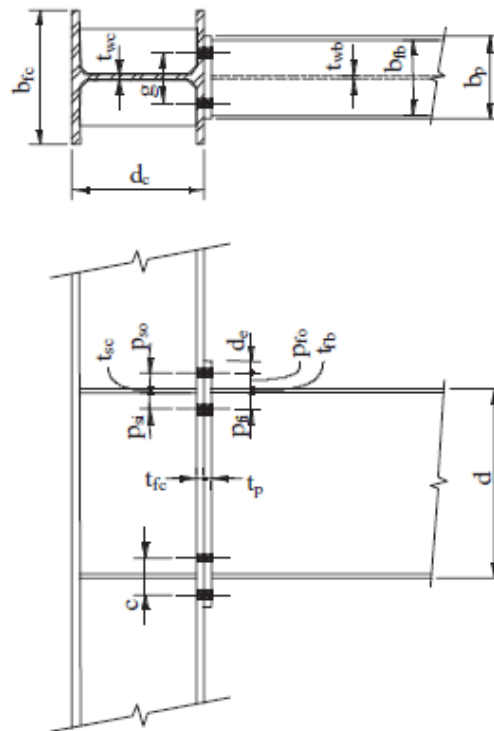


Figura 6.2 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con cuatro pernos y sin rigidizadores 4E [19]

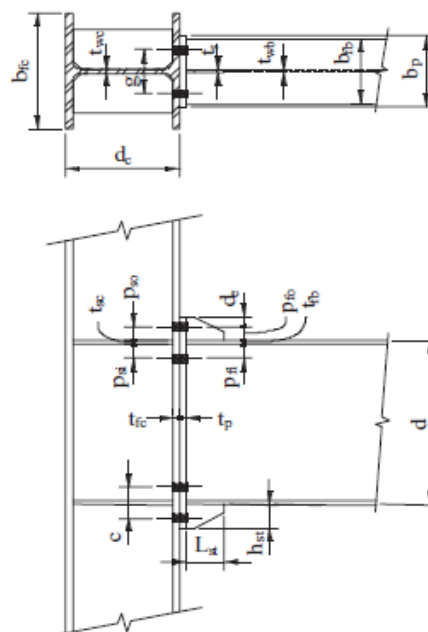


Figura 6.3 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con cuatro pernos y rigidizadores 4ES [19]

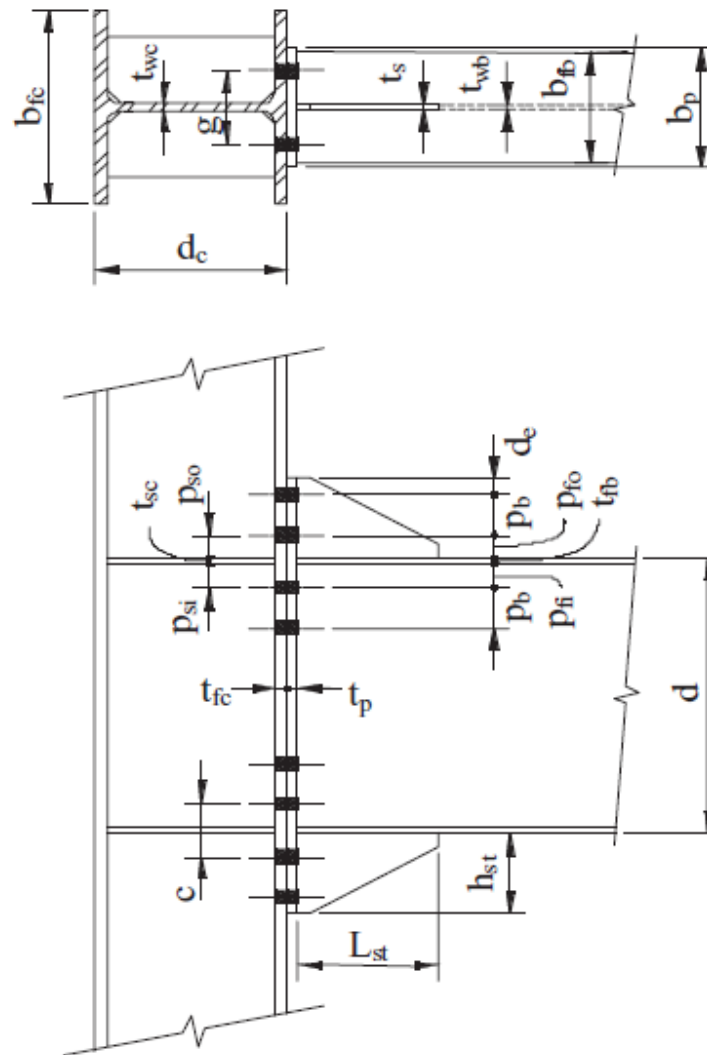


Figura 6.4 Geometría de una conexión de placa terminal extendida con ocho pernos y rigidizadores 8ES [19]

Paso 1: Determinar los tamaños de los miembros conectados (vigas y columnas) y calcular el momento en la cara de la columna, M_{uc} .

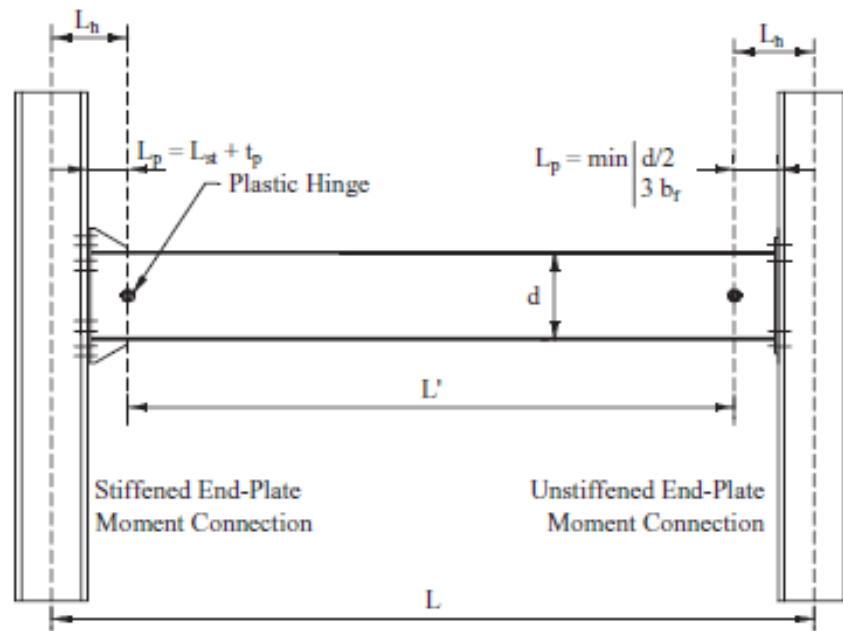


Figura 6.5 Ubicación de la rótula plástica [19]

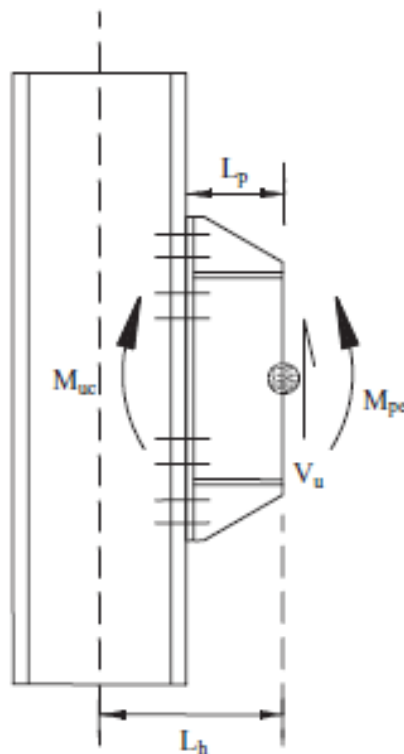


Figura 6.6 Cálculo del momento de diseño de la conexión [19]

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p \quad (6.1)$$

$$M_{pe} = 1,1 R_y F_y Z_x \quad (6.2)$$

Donde:

V_u = Cortante en la rótula plástica.

L_p = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica.

Para conexiones sin rigidizadores (4E):

$$= \min \left\{ \frac{d}{2}, 3b_f \right\} \quad (6.3)$$

Para conexiones con rigidizadores (4ES, 8ES):

$$= L_{st} + t_p \quad (6.4)$$

R_y = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada y el esfuerzo mínimo de fluencia especificado. 1.1 para $F_y = 50 \text{ ksi}$ y 1.5 para $F_y = 36 \text{ ksi}$

d = Peralte de la viga conectada.

b_f = Ancho del ala de la viga

L_{st} = Largo del rigidizador de la placa terminal

t_p = Espesor de la placa terminal

Paso 2: Seleccione una de las tres configuraciones de conexión placa terminal y establezca los valores preliminares de la geometría de la conexión y el grado de los pernos.

Paso 3: Determine el diámetro requerido del perno $d_{b \text{ Req'd}}$ usando una de las siguientes expresiones.

Para conexiones 4E y 4ES

$$d_{b \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi \phi F_t (h_0 + h_1)}} \quad (6.5)$$

Para conexiones 8ES

$$d_{b\text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi\phi F_t(h_1+h_2+h_3+h_4)}} \quad (6.6)$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

F_t = Resistencia LRFD especificada a la tracción del perno (90 ksi para pernos A325 ASTM y 113 ksi para tornillos A490 ASTM).

h_i = Distancia desde la línea central del ala de la viga en compresión a la línea central de la fila de tornillos en tensión i-ésima.

Paso 4: Calcular la resistencia a momento del perno M_{np}

Para conexiones 4E y 4ES

$$M_{np} = 2P_t(h_0 + h_1) \quad (6.7)$$

Para conexiones 8ES

$$M_{np} = 2P_t(h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \quad (6.8)$$

Donde:

P_t = Resistencia a tracción del perno.

$$P_t = F_t A_b = F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right) \quad (6.9)$$

A_b = Área de la sección transversal nominal del perno.

d_b = Diámetro del perno seleccionado.

Paso 5: Determinar el espesor requerido de la placa terminal, $t_{p\text{ Req'd}}$.

$$t_{p\text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1,1\phi M_{np}}{\phi_b F_{yp} Y_p}} \quad (6.10)$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

$$\phi_b = 0,9$$

F_{yp} = Límite elástico del material de placa terminal.

Y_p = Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia de la placa terminal, se calcula según las figuras 6.7, 6.8 o 6.9.

Paso 6: Seleccione el espesor de la placa terminal de forma que sea mayor al valor requerido.

Paso 7: Calcule la Fuerza factorizada en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d - t_{fb}} \quad (6.11)$$

Paso 8: Compruebe la resistencia a fluencia por cizallamiento de la porción extendida de la placa terminal para la conexión con cuatro pernos no rigidizada (4E).

$$F_{fu}/2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad (6.12)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

b_p = Espesor de la placa terminal

Paso 9: Compruebe la resistencia a la fractura por cizallamiento de la porción extendida de la placa terminal para la conexión con cuatro pernos no rigidizada (4E).

$$F_{fu}/2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (6.13)$$

$$A_n = [b_p - 2(d_b + 1/8)] t_p \quad (6.14)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_{up} = Resistencia mínima a la flexión de placa terminal.

A_n = Área neta de la placa terminal cuando se utilizan agujeros estándar.

Si la inecuación 6.13 no se cumple incremente el espesor de la placa terminal hasta que lo haga.

Paso 10: Si se utilizan conexiones con rigidizadores ya sea de cuatro pernos (4ES) o de ocho pernos (8ES), seleccione el espesor del rigidizador y diseñe las soldaduras del rigidizador al ala de la viga y a la placa terminal.

$$t_{s\text{ Req'd}} = t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (6.15)$$

Donde:

t_{wb} = Espesor del alma de la viga.

F_{yb} = Tensión de fluencia mínima del material de la viga.

F_{ys} = Tensión de fluencia mínima del material del rigidizador.

Para evitar el pandeo local de la placa del rigidizador el siguiente criterio ancho-espesor debe ser satisfecho.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \text{ o } t_s \geq 1,79 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad (6.16)$$

Donde:

h_{st} = Altura del rigidizador.

Paso 11: La resistencia a la fractura por cizallamiento de los pernos se asume conservadoramente como la provista por los pernos de un ala (la de compresión), por lo tanto:

$$V_u < \phi R_n = \phi n_b F_v A_b \quad (6.17)$$

Donde:

$\phi = 0,75$

n_b = Número de pernos en el ala de compresión, 4 para 4ES y ocho para 8ES.

A_b = Área nominal del perno.

F_v = Resistencia nominal a cortante de los pernos. De la tabla J3.2 del AISC [6].

Si la inecuación 6.17 no es satisfecha, se debe aumentar el diámetro del perno o el número de ellos.

Paso 12: Verificar el apoyo de perno / arrancamiento, falla de la placa base y del ala de la columna.

$$V_u < \phi R_n = (n_i) \phi R_n + (n_o) \phi R_n \quad (6.18)$$

Para cada perno:

$$R_n = 1,2 L_c t F_u < 2,4 d_b t F_u \quad (6.19)$$

Donde:

$\phi = 0,75$

n_i = Número de pernos internos (dos para conexiones 4E y 4ES, cuatro para conexiones 8ES).

n_o = Número de pernos externos (dos para conexiones 4E y 4ES, cuatro para conexiones 8ES).

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, medida desde el borde del agujero al borde del agujero adyacente o al borde del material.

t = Espesor de la placa base o del ala de la columna.

F_u = Resistencia mínima a la tensión del material de la placa terminal o del ala de la columna.

Si la inecuación 6.18 no es satisfecha incrementa el espesor de la placa terminal.

Paso 13: Diseña las soldaduras del alma y de las alas de la viga a la placa terminal.

Paso 14: Comprobar la fluencia por flexión del ala de la columna

$$t_{fc \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1,1\phi M_{np}}{\phi_b F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc} \quad (6.20)$$

Donde:

$$\phi_b = 0,9$$

F_{yc} = Límite elástico del material de la columna.

Y_c = Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del ala de la columna sin rigidizar, se calcula según las figuras 6.10 o 6.11.

Paso 15: Si se requieren rigidizadores para la fluencia por flexión de las alas de la columna, determinar la fuerza requerida por el rigidizador.

La resistencia a la flexión de diseño del ala de la columna es:

$$\phi M_{fc} = \phi_b F_{yc} Y_c t_{fc}^2 \quad (6.21)$$

Por lo tanto, la fuerza equivalente de diseño de la columna es:

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{(d - t_{fb})} \quad (6.22)$$

ϕR_n se empleará en el paso 19 para determinar la fuerza requerida por el rigidizador.

Paso 16: Verificar la resistencia a la fluencia local del alma de la columna sin rigidizar en las alas de la viga.

Resistencia requerida:

$$\phi R_n > F_{fu} \quad (6.23)$$

$$\phi R_n = \phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc} \quad (6.24)$$

Donde:

$$\phi = 1,0$$

$C_t = 0,5$ si la distancia desde la parte superior de columna a la cara superior del ala de la viga es menor que la profundidad de la columna, y 1,0 en cualquier otro caso.

k_c = Distancia desde la cara exterior del ala de la columna hasta el pie del filete de la soldadura del alma (valor de diseño).

N = Espesor del ala de la viga más dos veces el tamaño del pie de la soldadura de ranura.

t_{wc} = Espesor del alma de la columna.

Si la inecuación 6.23 no es satisfecha se requieren rigidizadores para el alma de la columna.

Paso 17: Compruebe la resistencia al pandeo local del alma de la columna en el ala de compresión de la viga.

Resistencia requerida:

$$\phi R_n > F_{fu} \quad (6.25)$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia mayor que o igual a $d_c/2$ desde el extremo de la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (6.26)$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia menor de $d_c/2$ desde el extremo de la columna

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (6.27)$$

Donde:

$$\phi = 0,9$$

h = Distancia libre entre alas menos el filete o radio de la esquina para perfiles laminados; distancia libre entre alas cuando se usan perfiles armados.

Paso 18: Compruebe la resistencia al desgarramiento del alma de la columna en el ala de compresión de la viga.

Resistencia requerida:

$$\phi R_n > F_{fu} \quad (6.28)$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia mayor que o igual a $d_c/2$ desde el extremo de la columna:

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.29)$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia menor de $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

Para $N/d_c < 0,2$

$$\phi R_n = \phi 0,4 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.30)$$

Para $N/d_c > 0,2$

$$\phi R_n = \phi 0,4 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{4N}{d_c} - 0,2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.31)$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

N = Espesor del ala de la viga más 2 veces el tamaño del pie de la soldadura de ranura.

d_c = Profundidad total de la columna.

Si la inecuación 6.28 no es satisfecha se requieren placas de refuerzo (placas continuas) en el alma de la columna.

Paso 19: Si se requieren placas de refuerzo para cualquier estado límite de un lado de la columna, la fuerza requerida es.

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (6.32)$$

Donde $\min \phi R_n$ es la resistencia mínima de diseño de los pasos 15, 16, 17 y 5.

Paso 20: Compruebe la fluencia al cortante y la resistencia al pandeo de la zona del panel de la columna.

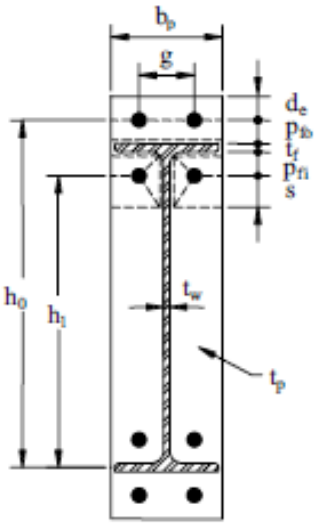
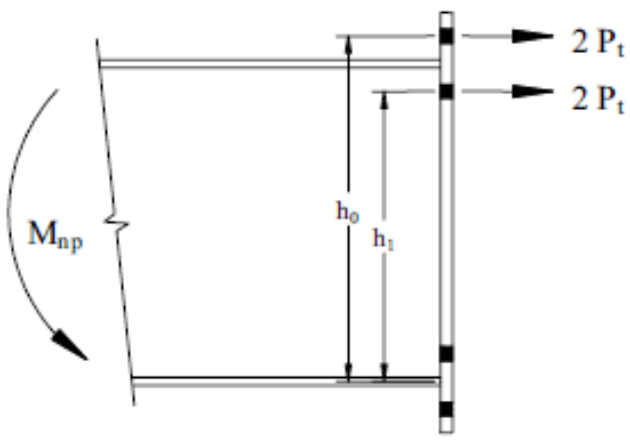
End Plate Geometry and Yield Line Pattern	Bolt Force Model
	
End Plate	$\phi M_{pl} = \phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fb}} - \frac{1}{2} + \frac{2}{g} h_1 (p_{fi} + s) \right)$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ $\phi_b = 0.90$ <p>Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$</p>
Bolt Rupture	$\phi M_{np} = \phi 2 P_t (h_2 + h_1)$ $\phi = 0.75$

Figura 6.7 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Cuatro Pernos sin Rigidizar. [19]

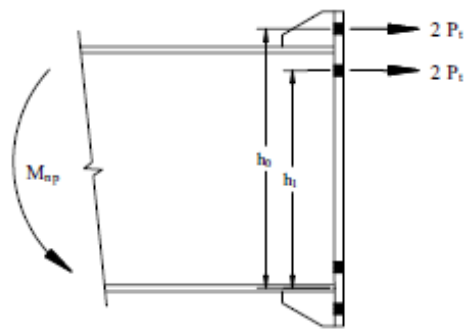
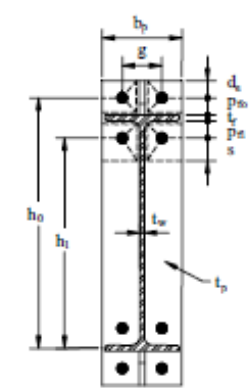
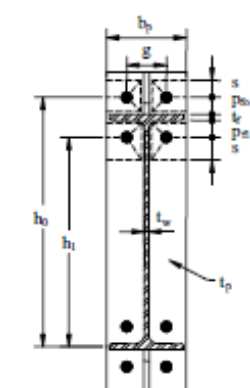
End Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \leq s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
		
End Plate	$\phi M_{pl} = \phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ <p>Case 1 ($d_e < s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) + \frac{2}{g} h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo})$ <p>Case 2 ($d_e > s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) + \frac{2}{g} h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (s + p_{fo})$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ $\phi_b = 0.90$ <p>Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$</p>	
Bolt Rupture	$\phi M_{np} = \phi 2 P_t (h_0 + h_1)$ $\phi = 0.75$	

Figura 6.8 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Cuatro Pernos y Rigidizadores. [19]

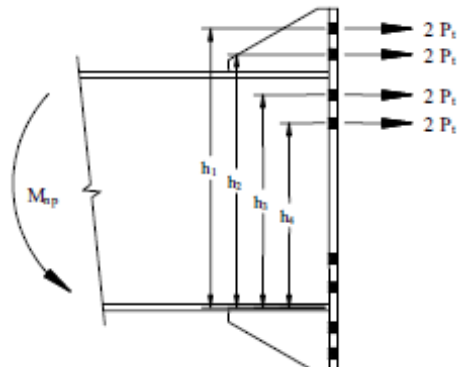
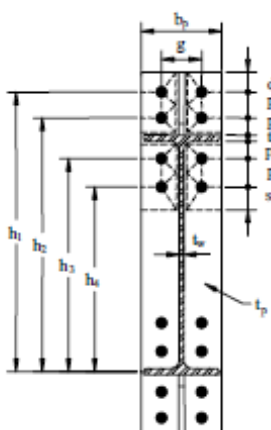
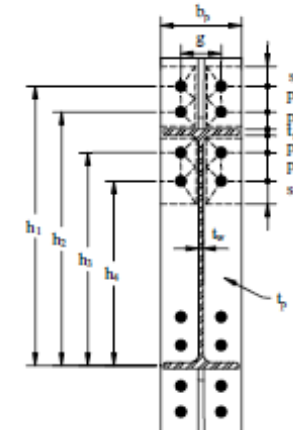
End Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model	
Case 1 ($d_e \leq s$)	Case 2 ($d_e > s$)		
			
End Plate	$\phi M_{pl} = \phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$ <p>Case 1 ($d_e < s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{2d_e} + h_2 \frac{1}{p_{fo}} + h_3 \frac{1}{p_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 d_e + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{fi} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$ <p>Case 2 ($d_e > s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_2 \frac{1}{p_{fo}} + h_3 \frac{1}{p_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{fi} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ $\phi_b = 0.90$ <p>Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$</p>		
Bolt Rupture	$\phi M_{np} = \phi 2 P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$ $\phi = 0.75$		

Figura 6.9 Resumen de la Resistencia de Diseño de una Placa Terminal Extendida con Ocho Pernos y Rigidizadores. [19]

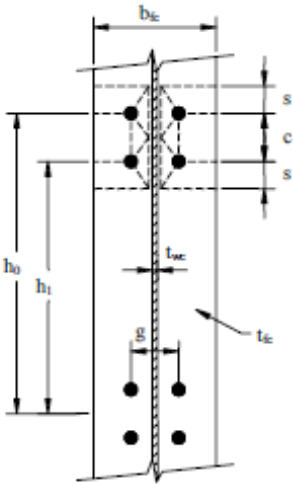
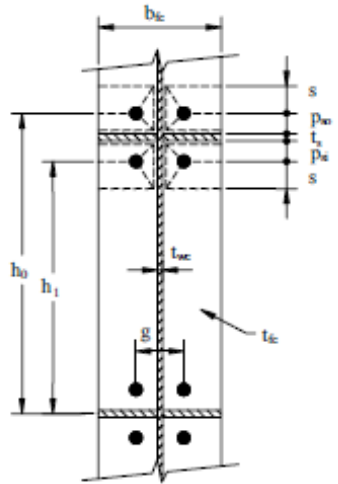
Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
	
Unstiffened Column Flange	$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \left(\frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{3c}{4} + h_0 s + \frac{c}{4} + \frac{c^2}{2} + \frac{g}{2} \right)$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$ $\phi_b = 0.90$
Stiffened Column Flange	$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) + \frac{2}{g} h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so}) \right)$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$ $\phi_b = 0.90$ <p>Note: If $p_{si} > s$, use $p_{si} = s$</p>

Figura 6.10 Resumen de la Resistencia del Ala de la Columna para Placa Terminal con Cuatro Pernos. [19]

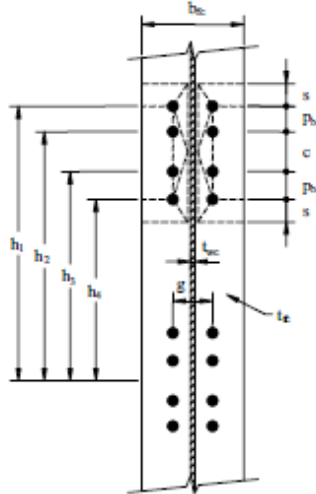
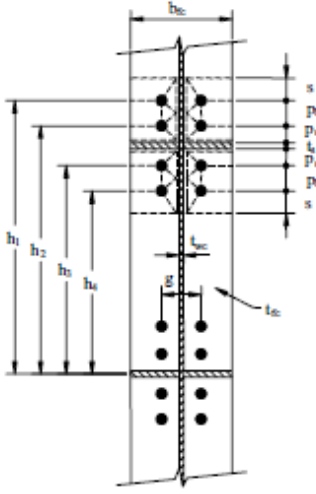
Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
	
Unstiffened Column Flange	$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 p_b + \frac{c}{2} + s + h_2 \frac{p_b + c}{2} + h_3 \frac{p_b + c}{2} + h_4 (s) + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$ $\phi_b = 0.90$
Stiffened Column Flange	$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ $Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_2 \frac{1}{p_{so}} + h_3 \frac{1}{p_{si}} + h_4 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{so} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{si} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$ $\phi_b = 0.90$ <p>Note: If $p_{si} > s$, use $p_{si} = s$</p>

Figura 6.11 Resumen de la Resistencia del Ala de la Columna para Placa Terminal con Ocho Pernos y Rigidizadores. [19]

6.2 Metodología de diseño de conexión viga-columna atornillada con diafragma pasante

La metodología presentada a continuación se la puede encontrar en *Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections* [19]. La conexión atornillada con diafragma pasante, consiste en un diafragma que se extiende lo suficiente como para acomodar los empalmes de viga atornillados utilizados generalmente para uniones en obra (ver figura 3.16). Ochi et al. (1998) [20] determinaron el espesor de los diafragmas pasantes de manera que fuera mayor al espesor de las alas de la viga, para que la sección de la ménsula corta extendida desde la cara de la columna posea una sobrerresistencia adecuada permitiendo de esta manera los modos de fluencia esperados que se describen a continuación. Por otra parte, es posible utilizar un diafragma pasante con el mismo espesor que el del ala de la viga si se preparan cartelas horizontales como las mostradas en la figura 3.16.

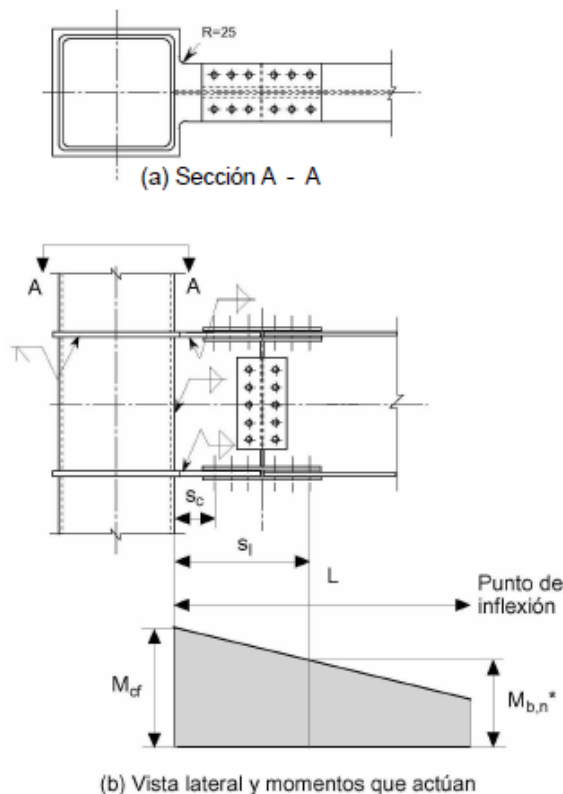


Figura 6.12 Uniones atornilladas con diafragmas pasantes [15]

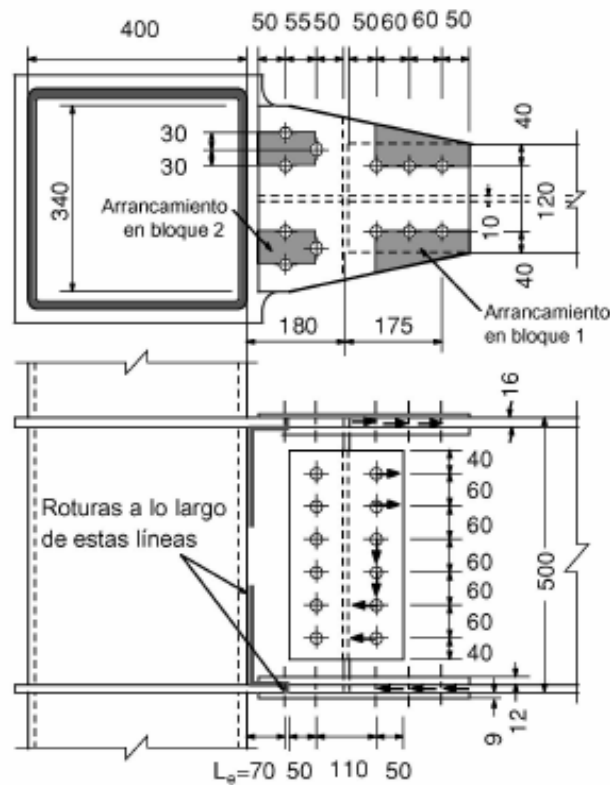


Figura 6.13 Ejemplo de diseño y modos de fallo supuestos para un empalme de viga con ménsula corta [15]

Pasos de Diseño

Estas uniones poseen el mismo comportamiento último que las uniones atornilladas con platabanda (bolted flange plate connections) presentadas en FEMA 350 (2000) [21]. Un buen comportamiento no elástico es conseguido por medio de una fluencia equilibrada en los tres siguientes mecanismos elegidos:

- Fluencia por flexión y pandeo local de la viga adyacente al empalme de la viga.
- Fluencia de la ménsula corta.
- Fluencia del empalme de la viga.

Los pasos a seguir para el diseño de esta conexión son:

Paso 1: Determinar la capacidad resistente a flexión en la última fila de tornillos.

La capacidad resistente a flexión de la viga en la sección neta en la última fila de tornillos, la más separada de la columna, determina la demanda de momento en estos detalles de unión. La capacidad resistente a momento en la sección neta puede calcularse como:

$$M_{b,n}^* = \left(b_{bf} - \frac{n}{2}d_h\right)t_{bf}(h_b - t_{bf})f_{bu} + (h_b - 2t_{bf} - x)xt_{bw}f_{by} \quad (6.33)$$

$$x = \frac{h_b - 2t_{bf}}{2} - \frac{nd_h}{2} \times \frac{t_{bf}f_{bu}}{t_{bw}f_{by}} \quad (6.34)$$

Donde:

d_h = Diámetro de los orificios para los tornillos.

n = Número de orificios en la última fila.

b_{bf} = Ancho del ala de la viga.

t_{bf} = Espesor del ala de la viga.

h_b = Alto, peralte de la viga.

t_{bw} = Espesor del alma de la viga.

f_{by} = Límite elástico del acero de la viga.

f_{bu} = Resistencia última a la tracción de la viga.

En la anterior ecuación se desprecia la reducción del área transversal del ala de la viga en el lado de compresión debida a los orificios para los tornillos.

Paso 2: Verificar la fluencia por flexión de la viga

$$M_{b,n}^* \geq M_{pl} \quad (6.35)$$

$$M_{pl} = C_{pr}R_yZ_{bx}f_{by} \quad (6.36)$$

$$C_{pr} = \frac{f_{by} + f_{uy}}{2f_{by}} \leq 1,2 \quad (6.37)$$

Donde:

Z_{bx} = Momento resistente plástico de la viga.

C_{pr} = Factor de mayoración que toma en cuenta efectos de endurecimiento por deformación, esfuerzo adicional y otras condiciones de la conexión.

R_y = Relación entre la resistencia última a la tracción y el límite elástico del material, mismo que se puede encontrar en la tabla I-6-1 de AISC 341. [29]

Paso 3: Determinar la demanda a flexión en la cara de la columna.

$$M_{cf} = \frac{L}{L-s_l} \times M_{b,n}^* \quad (6.38)$$

Donde:

$\frac{L}{L-s_l}$ = Representa el incremento en el momento de la viga debido a un gradiente de momento (ver figura 3.16).

Resistencia a flexión de la ménsula corta: La capacidad última resistente a flexión de la ménsula corta, que debe ser mayor o igual a M_{cf} , viene dada por el más pequeño de los valores evaluados en los dos siguientes modos de falla. El primero supone el fallo por área neta en la primera fila de pernos, la más cercana a la cara de la columna; el segundo se supone una falla por área neta en la primera fila de pernos acompañado por una rotura por cortante en el alma de la ménsula, a lo largo de la longitud L_e .

Paso 4: Determinar la capacidad resistente a flexión en la primera fila de tornillos.

$$M_{b,ni}^* = \left(b_p - \frac{n_i}{2}d_h\right)t_{bf}(h_b - t_{bf})f_{bu} + (h_b - 2t_{bf} - x)xt_{bw}f_{by} \quad (6.39)$$

$$x = \frac{h_b - 2t_{bf}}{2} - \frac{n_i d_h}{2} \times \frac{t_{bf} f_{bu}}{t_{bw} f_{by}} \quad (6.40)$$

Donde:

b_p = Ancho de la platabanda en la cara de la columna

n_i = Número de orificios en la primera fila.

Paso 5: Verificar el fallo por área neta en la primera fila de tornillos, la más cercana a la cara de la columna.

$$M_{jcf}^* \geq M_{cf} \quad (6.41)$$

$$M_{jcf}^* = \frac{L}{L - s_c} \times M_{b,ni}^* \quad (6.42)$$

Donde:

s_c = Distancia entre los primeros tornillos y la cara de la columna.

L = Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión del momento de la viga.

Paso 6: Determinar el momento último M_{bfu} soportado por las soldaduras de conexión entre las alas de la viga y los diafragmas.

$$M_{bfu} = (b_p - n_i d_h)t_{bf}(h_b - t_{bf})f_{bu} \quad (6.42)$$

En la ecuación 3.36 se hacen las reducciones por los orificios para los tornillos en los lados traccionados y comprimidos de las alas de la ménsula.

Paso 7: Determinar el momento último soportado por las soldaduras del alma.

$$M_{bwc} = mW_{plbwn}f_{by} + \frac{L_e t_{bw}(h_b - 2t_{bf})f_{by}}{\sqrt{3}} \quad (6.44)$$

$$W_{plbwn} = \frac{t_{bw}(h_b - 2t_{bf})^2}{4} \quad (6.45)$$

$$m = \frac{4t_c}{d_j} \sqrt{\frac{b_j f_{cy}}{t_{bw} f_{by}}} \quad (6.46)$$

$$b_j = b_c - 2t_c \quad (6.47)$$

$$d_j = h_b - 2t_d \quad (6.48)$$

Donde:

W_{plbwn} = Módulo plástico resistente del área neta del alma de la viga

m = Capacidad resistente a momento adimensional de la soldadura de conexión del alma.

b_j y d_j = Representan la anchura y el canto de la cara del panel del alma de la columna, en donde el alma de la viga está soldada.

L_e = Longitud de la soldadura de unión en horizontal de la ménsula al diafragma

Paso 8: Verificar el fallo en el área neta de la primera fila de orificios acompañado por rotura de cortante en el alma de la ménsula a lo largo de la longitud L_e .

$$M_{jcf}^* \geq M_{cf} \quad (6.49)$$

$$M_{jcf}^* = M_{bfu} + M_{bwc} \quad (6.50)$$

Paso 9: El empalme de la viga debe diseñarse como una unión resistente al deslizamiento en el estado límite de servicio, siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo 3 [7]. Hay que determinar el número de tornillos, las distancias al borde, el espaciado entre los tornillos, etc., para permitir los modos de fallo deseados (fluencia del empalme de la viga, etc.). La solicitación última de flexión de diseño dada en la ecuación 3.36 no debe ser superior a las resistencias a la flexión y al aplastamiento de diseño (véase el Eurocódigo 3 [7]) en la cara de la columna, en donde γ_{M0} y γ_{Mb} pueden considerarse como unitarias. No obstante, debe evitarse la rotura por corte de los tornillos de alta resistencia. La resistencia al corte de los tornillos de alta resistencia debe evaluarse con un cierto margen de seguridad ($\gamma = 1,25$ en el Eurocódigo 3 [7]).

6.3 Metodología de diseño de conexión columna tubular compuesta a placa base para excentricidades pequeñas a moderadas

Si la excentricidad equivalente e es igual a o menor que $N/6$, el apoyo a compresión existe en todas partes. Esta distribución lineal del esfuerzo de empuje en el apoyo se muestra en la Figura 3.35. Los esfuerzos en el apoyo se calculan como si la placa representase la sección transversal de una viga. Por lo tanto en los bordes de la placa tenemos:

$$f_{1,2} = \frac{P}{BN} \pm \frac{Mc}{I} ; \quad e = \frac{M}{P} \leq \frac{N}{6} \quad (6.51)$$

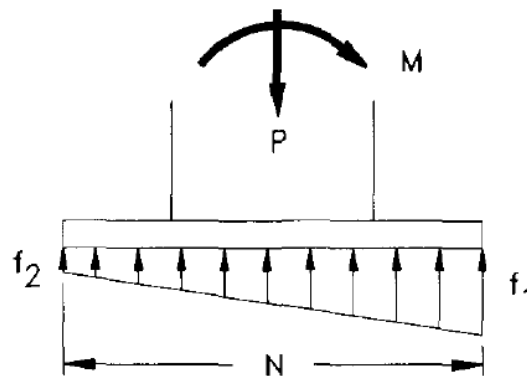


Figura 6.14 Pequeña Excentricidad-Apoyo en toda la Placa [16]

Donde:

B y N son las dimensiones de la placa

c es $N/2$ e I es el momento de inercia $BN^3/12$

Cuando se utiliza la metodología LRFD, el diseño se basa en las suposiciones de comportamiento elástico. Con modificaciones apropiadas a la carga y al esfuerzo. Así, la carga P y el momento M deben ser corregidos por los valores M_u y P_u , y el esfuerzo máximo no debe exceder de:

$$0.85\phi_c f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7\phi_c f'_c \quad (6.52)$$

Donde A_2/A_1 es la relación entre las áreas de la base de concreto con respecto a la placa base

Si la excentricidad e es equivalente entre $N/6$ y $N/2$ (moderada), el apoyo se produce sólo sobre una parte de la placa, como se muestra en la Figura 3.35. Para el equilibrio,

la resultante de la distribución triangular de la tensión en el apoyo debe ser igual a la carga axial situada a una distancia e del centro de la placa. Por lo tanto el esfuerzo máximo f_1 es entonces:

$$f_1 = \frac{2P}{AB} \quad (6.53)$$

Donde A es la distancia sobre la que se produce el apoyo, determinado a partir de $A = 3(N/2 - e)$. Es claro que la gama de aplicabilidad de este modelo de excentricidad moderada es $N/(6/2)$, ya que A es igual a N y 0, respectivamente, para los valores límites de e .

Pasos de Diseño Procedimiento LRFD

Paso 1: Determine la Carga y el Momento mayorados. (P_u, M_u)

Paso 2: Determine el Máximo Esfuerzo de Carga de Diseño F_p :

$$F_p = 0.85\phi_c f'_c \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7f'_c \quad (6.54)$$

Donde A_2/A_1 es la relación entre las áreas de la base de concreto con respecto a la placa base

Paso 3: Elija unas dimensiones de prueba para la placa de $N \times B$.

Paso 4: Determine la excentricidad equivalente, $e = M/P$, y el Máximo Esfuerzo de Apoyo, si este esfuerzo es aceptable al compararlo con el valor del Esfuerzo de Carga de Diseño, continúe al siguiente paso, caso contrario debe retornar al paso 3.

$$f_{1,2} = \left(\frac{P_u}{N \times B} \right) \pm \left(\frac{M_u}{B \times N^3 / 12} \right) \quad (6.55)$$

Paso 5: Determine el espesor de la placa, según la distribución elástica del Esfuerzo de Apoyo, emplee la sección crítica para determinar la carga axial en la placa y la siguiente formula:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{plu}}{0.9F_y}} \quad (6.56)$$

Donde M_{plu} es el momento para una franja de 1 unidad de ancho.

Referencias bibliográficas

- [1] Bruneau, M., Uang, C. M. y Whittaker, A. (1998), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill.
- [2] Bertero, V. V., Anderson, J. C. y Krawinkler, H. (1994), *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake*, UCB/EERC-94/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [3] Tremblay, R., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H. G. L., Filiatrault, A. y De Vall, R. (1996), *Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.23, pag 727-759, Canadá.
- [4] Francisco Javier Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, ALACERO, Asociación Latinoamericana del acero.
- [5] Miller, D. k. (2006), *Steel Design Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- [6] Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, versión en español, basado en la publicación "Specification for Structural Steel Buildings" (estándar nacional estadounidense ANSI/AISC 360-10) editado por la American Institute of Steel Construction (AISC). ALACERO, Asociación Latinoamericana del Acero.
- [7] EN 1993-1-8:2005 (EC3-1-8:2005), Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones. AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales.
- [8] Open Course Ware. Universidad de Oviedo. *Estructuras metálicas*. Electronic references, 2000. URL http://ocw.uniovi.es/pluginfile.php/3218/mod_resource/content/1/Teoria/Capitulo_XIII.pdf
- [9] Programa de doctorado análisis y diseño avanzado de estructuras. Universidad Politécnica de Cartagena. Departamento de estructuras y construcción. *Diseño óptimo de uniones semirrígidas mediante simulación numérica y modelos Kriging*. Electronic references, 2010. URL <http://repositorio.bib.upct.es/dspace/bitstream/10317/1470/1/cdg.pdf>

- [10] Arquitectura+acero libertad de diseño. Patrocinado por ALACERO. *Uniones y Conexiones*. Electronic references. URL <http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones>
- [11] Segui, William T. *Diseño de estructuras de acero con LRFD*.
- [12] David Orozco León. *Programa para el diseño y revisión de placas base y anclas para columnas de acero*, Universidad de las Américas Puebla, 2009. Electronic references. URL http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/orozco_l_d/capitulo2.pdf
- [13] Zienkiewicz, O.C. *El método de los elementos finitos*. (1982) Editorial REVERTÉ S.A. Barcelona.
- [14] Hutton, David. *Fundamental of Finite Element Analysis*. (2004) McGraw-Hill, primera edición. New York.
- [15] Y. Kurobane, J.A. Packer, J. Wardenier, N. Yeomans. (2004). *Desing Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections*.
- [16] John T. Dewolf, David T. Bicker. (2003). *Steel Design Guide Series 1. Column Base Plates*.
- [17] Shoshuke Morino¹, Keigo Tsuda². *Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan*. ¹ Department of Architecture, Faculty of Engineering, Mie University, 1514 Kamihamo.cho, Tsu, Mie 514-8507, Japan. ² Department of Environmental Space Design, Faculty of Environmental Engineering, The University of Kitakyushu, Hibikino 1-1, Wakamatsu-ku, Kitakyushu, Fukuoka, 808-0135, Japan.
- [18] Toshiyuki Fukumoto, (2005). *Steel-beam-to-concrete-filled-steel-tube-column. Momento Connections in Japan*. Kajima Technical Research Institute, 2-19-1 Tobitakyu, Chofu-shi, Tokyo 182-0036, Japan.
- [19] Thomas M. Murray, Emmett A. Sumner. (2003). *Steel Design Guide Series 4. Extended End-Plate Moment Connection Seismic and Wind Applications Second Edition*.
- [20] Ochi, K., Yamashita, Y., Kurobane, Y., Tokutome, K. y Tanaka, M., 1998: *New bolted connections between RHS columns and I-section beams. Proc. 5th Pacific Structural Steel Conference, Seúl, Corea, pp. 753-758*.

- [21] FEMA, 2000: *Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings*. Preparado por SAC Joint Venture, FEMA-350, Federal Emergency Management Agency, Washington DC., EE.UU.
- [22] AIJ, 2001: *Recommendations for the design of structural steel connections*. Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japón.
- [23] Kamba, T., Kanatani, H., Fujiwara, Y. y Tabuchi, M., 1983: *Empirical formulae for strength of steel tubular column to H-beam connections: Part 2 - A study on the tubular column to beam connections*. Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 325, pp. 67-73.
- [24] Tabuchi, M., Kanatani, H. y Kamba, T., 1985: *Empirical formulae for local strength of welded RHS column to H-beam connections: Part 2 - An experimental study on the welded RHS column to beam connections*. Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 352, pp. 79-89.
- [25] Matsui, C., Kawano, A. y Lee, C., 1996: *An experimental study of new connection system of H-shaped beams to vacant or concrete filled box columns*. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan, No. 486, pp. 133-142.
- [26] Ikebata, K., Makino, Y., Ochi, Y., Kurobane, Y. y Tanaka, M., 1999: *Experimental study on RHS column to wide flange I-beam connections with external diaphragms*. Proc. 6th International Conference on Steel and Space Structures, Singapur, pp. 421-428.
- [27] Mitsunari, K., Ochi, K., Koyama, Y., y Matsuo, R., 2001: *Test on moment connections between RHS columns and wide flange beams with external diaphragms (Parts 1-4)*. Resúmenes de artículos técnicos de la Reunión anual, Architectural Institute of Japan, pp. 845-852.
- [28] Kamba, T., 2001: *Study on deformation behaviour of beam-to-CHS column connections with external diaphragms*. Informe de Investigación, Kinki Branch of Architectural Institute of Japan, Osaka, Japón, No. 41, pp. 201-204.
- [29] ANSI/AISC 341-10. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois. November 20, 2009.
- [30] Arthur H. Nilson. *Diseño de Estructuras de Concreto*, Duodécima Edición, (2001)
- [31] (ACI 318S-11) *Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. 2011.

- [32] McCormac Jack C., Nelson James K., 2002: *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*.
- [33] Floyd Fadden, Matthew. *Cyclic bending behavior of hollow structural sections and their application in seismic moment frame systems*, University of Michigan 2013.
- [34] NEC-13 Norma Ecuatoriana de la Construcción. Capítulo 2. Peligro sísmico y requisitos de diseño sismorresistente, 2013.
- [35] Alvarez, Ramon., Arguelles, Ramón., Arriaga, Francisco., Atienza, José., Martinez, Juan. *Estructuras de acero: Uniones y sistemas estructurales II*. Madrid, 2001.

Bibliografía consultada

- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ANSI/AISC 360-10. *Specification for structural steel buildings*. Chicago, Illinois. June 22, 2010.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ANSI/AISC 341-10. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois. November 20, 2009.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ANSI/AISC 358-05. *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*. Chicago, Illinois. December 13, 2005.
- ABOLMAALI, A., MATTHYS, J.H., FAROOGI, M., CHOI, Y. *Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections*, Journal of Constructional Steel Research 61, 1595–1612, 2005.
- ALOSTAZ, Yousef Mohammed., SCHNEIDER, Stephen Patrick. *Connections to concrete-filled steel tubes*. A Report on Research Sponsored by the National Science Foundation NSF CMS 93-00682. University of Illinois at Urbana-Champaign, October, 1996.
- ALVAREZ, Ramon., ARGUELLES, Ramón., ARRIAGA, Francisco., ATIENZA, José., MARTINEZ, Juan. *Estructuras de acero: Uniones y sistemas estructurales II*. Madrid, 2001.
- ARTHUR H. NILSON. *Diseño de Estructuras de Concreto*, Duodécima Edición, (2001)
- BERGMANN, R., MATSUI, C., MEINSMA, C., DUTTA, D. *Guía de Diseño 5 para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas*. Alemania, 1998.
- BERTERO, V. V., ANDERSON, J. C. and KRAWINKLER, H. *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake*, UCB/EERC-94/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.
- BRUNEAU, M., UANG, C. M., WHITTAKER, A. *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill, 1998.
- CHUNHAVIRIYAKUL, P., MACRAE, G.A., ANDERSON, D., CLIFTON, C., LEON, R.T. *Composite steel-concrete construction for New Zealand*.

- DeWOLF, John T., BICKER, David T. *Steel Design Guide Series 1. Column Base Plates*. Storrs, Connecticut. October, 2003.
- EUROCODE 3. EN 1993-1-8:2005 (EC3-1-8:2005). *Design of Steel Structures*. Part 1.8: Design of Joints, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- FLOYD FADDEN, Matthew. *Cyclic bending behavior of hollow structural sections and their application in seismic moment frame systems*, University of Michigan 2013.
- FUJIMOTO, Toshiaki, INAI, Eiichi, KAI, Makoto, MORI, Koji, MORI, Osamu, NISHIYAMA, Isao. *Behavior of beam-to-column connection of CFT column system*.
- FUKUMOTO, Toshiyuki. *Steel-beam-to-concrete-filled-steel-tube-column. Moment connections in Japan*. Kajima Technical Research Institute, 2-19-1 Tobitakyu, Chofu-shi, Tokyo 182-0036, Japan, 2005.
- GRAHAM, WILLIAM W., JR. *An Experimental Evaluation of a welded and bolted moment connection for concrete filled steel tube column moment resisting frames in seismic zones*. Lehigh University. Pennsylvania, USA, 1996.
- GRAUVILARDELL, Jorge., LEE, Daeyong., HAJJAR, Jerome., DEXTER, Robert. *Synthesis of design, testing and analysis research on steel column base plate connections in high-seismic zones*, 2005.
- HAJJAR, J. F., LEON, R. T., GUSTAFSON, M. A., and SHIELD, C. K. *Seismic Response of Composite Moment-Resisting Connections. II. Behavior*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 124, No. 8, August, pp. 877-885, 1998.
- HSU, H.L., LIN, H.W. *Improving seismic performance of concrete-filled tube to base connections*. National Central University Chung-Li, Taiwan 2006.
- HUTTON, David. *Fundamental of Finite Element Analysis*. McGraw-Hill, Ed 1. New York, 2004.
- JINGFENG WANG, SHUIPING GUO. *Structural performance of blind bolted end plate joints to concrete-filled thin-walled steel tubular columns*, Hefei University of Technology, China 2012.
- KENNEDY, G., GOODCHILD, C.H. *Practical Yield Line Design*, 2004.
- KISHI, N. *Semi-rigid connections, Advanced Analysis of Steel Frames*, edited by Chen, W. P. and Toma, S., CRC Press, Boca Raton, FL, 1994.
- KUROBANE, Y., PACKER, J.A., WARDENIER, J., YEOMANS, N. *Design Guide 9 for Structural Hollow Section Column Connections*, 2004.

- LAI-YUN WU, LAP-LOI CHUNG, SHENG-FU TSAI, TUNG-JU SHEN, GUO-LUEN HUANG. *Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube*, National Taiwan University 2005.
- LEON, R. T., KIM, D. J., and HAJJAR, J. F. *Limit State Response of Composite Columns and Beam Columns: Part I. Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*, Engineering Journal, AISC, Vol. 44, No. 4, Fourth Quarter, pp. 341-358, 2007.
- LEON, R. T., KIM, D.K., and HAJJAR, J. F. *Limit State Response of Composite Columns and Beam Columns: Part II. Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*, Engineering Journal, AISC, Vol. 45, No. 1, First Quarter, pp. 21-46, 2008.
- LEON, R. T., HAJJAR, J. F., and GUSTAFSON, M. A. *Seismic Response of Composite Moment-Resisting Connections. I. Performance*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 124, No. 8, August, pp. 868-876, 1998.
- MEGSON, T.H.G, *Structural and Stress Analysis*. Third Edition.
- MILLER, D. k. *Steel Design Guide 21: Welded Connections-A Prime for Engineers*. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL, 2006.
- PACKER, Jeffrey, SHERMAN, Donald, LECCE, Maura. *DESIGN GUIDE 24. HOLLOW STRUCTURAL SECTION CONNECTIONS*, 2010.
- PARK, Robert, GAMBLE, William. *Reinforced concrete slabs*, 2000.
- SUMNER, E. A., MAYS, T. W., MURRAY, T. M. *End-Plate Moment Connections: Test Results and Finite Element Method Validation*, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, 82-93. Roanoke, Virginia, 2000.
- TING, L.C., SHANMUGAM, N.E., LEE, S.L. *Box- Column to I-Beam connections with external stiffeners*, National University of Singapore, 1991.
- TREMBLAY, R., BRUNEAU, M., NAKASHIMA, M., PRION, H. G. L., FILIATRAULT, A. and DE VALL, R. *Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.23, pag 727-759, Canadá, 1996.
- SUN YUPING, JIANG DINGWEI. *Analysis of seismic performance of steel moment connection with welded haunch and cover plate*, Lanzhou University of Technology, China 2012.
- VALCU, C., STRATAN, A., DUBINA, D., BORDEA, S. *Seismic performance of dual frames with composite CF-RHS high strength Steel columns*, 2012.